



Bétons de granulats de bois : étude expérimentale et théorique des propriétés thermo-hydro-mécaniques par des approches multi-échelles

Abdessamad Akkaoui

► To cite this version:

Abdessamad Akkaoui. Bétons de granulats de bois : étude expérimentale et théorique des propriétés thermo-hydro-mécaniques par des approches multi-échelles. Matériaux. Université Paris-Est, 2014. Français. NNT : 2014PEST1169 . tel-01162671

HAL Id: tel-01162671

<https://pastel.archives-ouvertes.fr/tel-01162671>

Submitted on 11 Jun 2015

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



UNIVERSITÉ PARIS-EST
ÉCOLE DOCTORALE SCIENCE INGÉNIERIE ET ENVIRONNEMENT

THÈSE

présentée pour l'obtention du diplôme de
DOCTEUR DE L'UNIVERSITÉ PARIS-EST

Spécialité : *Génie Civil*

par

Abdessamad AKKAOUI

Sujet de la thèse :

Bétons de granulats de bois :
Étude expérimentale et théorique des propriétés
thermo-hydro-mécaniques par des approches
multi-échelles

Thèse dirigée par **Mme Sabine CARÉ**
et co-encadrée par **M. Matthieu VANDAMME**
Laboratoire Navier (UMR CNRS - IFSTTAR - ENPC)

Soutenue le 7 novembre 2014 devant le jury composé de :

Rapporteurs : **Dr. Farid BENBOUDJEMA**
Pr. Hélène DUMONTET

Examineurs : **Pr. Michèle T'KINT**
Dr. Gilles CHANVILLARD
Pr. Khaled LAHLOU
Dr. Matthieu VANDAMME

Directeur de thèse : **Dr. Sabine CARÉ**

Avec un énorme plaisir, un cœur ouvert et une immense joie, que je dédie mon travail :

*À mes très chers, respectueux et magnifiques parents qui m'ont soutenu tout au long de
ma vie, ainsi qu'à mes sœurs et frères,*

À toute ma famille,

À tous mes amis,

À toute personne qui m'a encouragé ou aidé au long de mon parcours académique.

“Ce n’est pas parce que les choses sont difficiles que nous n’osons pas, mais parce que nous n’osons pas qu’elles sont difficiles.”

Sénèque

Remerciements

Louange au tout Miséricordieux, Seigneur de l'univers, pour Ses bienfaits indénombrables.

Cette thèse a été financée par le Ministère de l'Écologie, de Développement Durable et de l'Énergie et effectuée au sein du laboratoire Navier (UMR ENPC, IFSTTAR, CNRS) à l'École des Ponts ParisTech, dans l'équipe MSA (Matériaux et Structures Architecturés). Je souhaite remercier toutes les personnes qui ont contribué à l'aboutissement de ce travail.

Je tiens à témoigner toute ma gratitude à mes encadrants de thèse pour l'expérience enrichissante qu'ils m'ont fait vivre durant ces trois ans de thèse, pour leur confiance et leurs encouragements, ainsi que pour les échanges fructueux que nous avons eus pendant nos réunions d'avancement régulières. Je remercie chaleureusement Sabine Caré d'avoir dirigé ce travail, d'être toujours disponible et généreuse en terme de conseils scientifiques précieux, notamment pour la partie expérimentale. Je remercie également et très sincèrement Matthieu Vandamme pour m'avoir proposé de travailler avec lui, pour ses idées brillantes, en particulier en terme de modélisation, pour la clarté de ses explications et pour sa gentillesse.

J'adresse mes remerciements à l'ensemble des membres de mon jury pour avoir accepté d'évaluer ce travail, ainsi que pour leurs remarques, questions et suggestions constructives. Merci à Michèle T'Kint qui a accepté de présider ce jury. Grand merci à Farid Benboudjema et Hélène Dumontet pour avoir supporté la lourde tâche de rapporteurs et d'avoir par conséquent lu mon mémoire d'une façon détaillée. Un merci également à Khaled Lahlou et Gilles Chanvillard d'avoir accepté de compléter ce jury.

Je remercie Michel Bornert pour ses conseils et ses discussions intéressantes concernant l'utilisation de la corrélation d'image, technique à l'origine d'une majeure partie des résultats expérimentaux de ce travail. Je remercie également Sébastien Brisard, Amina Alaoui, Sandrine Marceau et Anissa Eddhahak-Ouni pour avoir consacré du temps à la discussion de ce travail.

J'exprime ma reconnaissance à l'équipe technique du Laboratoire Navier pour leur aide précieuse. Je remercie en particulier Géraldine Vue pour son assistance tout au long de la partie expérimentale de ce travail. Je tiens aussi à remercier Daniel Cintra pour son soutien lors de la mise en place des essais à Kepler. Je remercie aussi Christophe Bernard, Alain Tamain et Gilles Moreau. J'exprime ma reconnaissance aussi à l'équipe administrative et en particulier à Marie-Françoise Kaspi, Rachida Atmani, Sandrine Coqueret et Cécile Blanchemanche.

Je tiens aussi à remercier l'ensemble des chercheurs du laboratoire Navier. En particulier à Karam Sab directeur du laboratoire, à Jean-François Caron, responsable de l'équipe MSA et à Alain Ehrlacher pour avoir soutenu ma candidature pour cette thèse. Merci aussi à Gilles Foret pour ses échanges enrichissants.

J'exprime aussi ma reconnaissance à Simon Gelin pour son aide à l'aboutissement des essais à Kepler, à Zouhair Adnani pour son aide à la fabrication des échantillons juste après mon retour d'un congé maladie, et à Raphaël Brière pour ses relectures et corrections de mon manuscrit.

Je remercie chaleureusement toutes les personnes avec qui j'ai partagé un repas, un café ou une discussion durant ces trois ans. Je pense en particulier à mes collègues de bureau : Ababacar Gaye, Nicolas Espinosa, Nam Nghia Bui, Thanh Tung Nguyen, Abdusalam Aili. Merci pour les moments inoubliables que nous avons passés ensemble, pour les discussions enrichissantes et pour vos encouragements.

Last but not least, j'exprime mes profondes salutations à mes amis. La liste est tellement longue que je ne peux pas citer vos noms. J'exprime également ma gratitude à ma famille et je m'excuse de ne pas avoir été très présent pendant ces trois ans. Merci pour vos encouragements et pour votre soutien permanent. Vous êtes toujours derrière mes réussites et mes différents exploits.

Je vous adresse tous la même parole "Merci !".

Abdessamad

Résumé

Les bétons végétaux, composés de particules végétales et d'un liant minéral ou organique, constituent une solution à explorer pour limiter l'impact environnemental du bâtiment. Utilisés principalement pour leurs performances thermiques, ces matériaux suscitent l'intérêt de plusieurs organismes de recherche ainsi que de plusieurs entreprises industrielles. La généralisation de leur utilisation dans la construction ne sera pas possible sans résoudre certains problèmes liés à leurs techniques de mise en œuvre, à leur certification et à leur durabilité.

Le présent travail a pour objectif de contribuer à la caractérisation de ces matériaux complexes. Il s'agit en particulier d'étudier les comportements mécanique, thermique et hydromécanique du béton de granulats de bois. La stratégie utilisée consiste à combiner l'expérience et la modélisation pour mieux comprendre les mécanismes mis en jeu.

Le module de Young et la résistance en compression ont été mesurés expérimentalement à l'aide de la technique de corrélation d'images numériques. L'évolution de ces propriétés dépend des conditions de conservation, de la durée de séchage ainsi que de la teneur en ciment. En raison de l'orientation aléatoire des granulats de bois, le comportement mécanique du béton est isotrope. Un modèle d'homogénéisation basé sur le schéma autocohérent a été développé pour prédire le module de Young du béton et ses résultats sont très satisfaisants.

Les mesures de la conductivité thermique montrent que celle-ci reste constante en conditions endogènes. La modélisation de cette propriété par le schéma autocohérent conduit à des résultats cohérents avec les mesures expérimentales. En conditions de dessiccation, la conductivité thermique dépend linéairement de la densité du béton. L'évolution de la conductivité thermique des granulats de bois et de la pâte de ciment au cours du séchage a été modélisée grâce au schéma de Mori-Tanaka. Ces évolutions ont été intégrées dans le modèle autocohérent qui fournit ainsi des résultats satisfaisants, mais qui pourrait être amélioré si l'on disposait des courbes de sorption/désorption des constituants du béton.

Les variations dimensionnelles du béton au cours du temps dépendent des conditions de conservation, mais pas de la direction de mesure, ni de la teneur en ciment. Un modèle reposant sur une combinaison des déformations induites par la désorption de l'eau par des constituants et le transfert d'humidité entre ceux-ci a été proposé et a permis de capturer les tendances des déformations du béton sauf au jeune âge. À l'échelle locale, l'étude a montré que les déformations du béton sont du même ordre de grandeur que celles de la pâte de ciment. Elle a aussi mis en évidence un endommagement partiel de l'interface granulat/liant qui mériterait à être pris en compte dans la modélisation.

Mots clés : Matériaux renouvelables, Granulats de bois, Endommagement, Propriétés thermomécaniques, Modélisation, Variations dimensionnelles, Bétons végétaux, Expérimentation, Corrélation d'images numériques.

Abstract

Environmentally-friendly concretes, made up of plant-based particles and mineral or organic binder, are solutions worth exploring to reduce the environmental impact of buildings. Mainly used for their thermal performance, these materials have aroused interest of many research organisations and industrial companies. Their widespread use in construction is not possible without resolving some technical problems related to their implementation, certification and durability.

This work aims to contribute to characterize these complex materials, in particular to study the mechanical, thermal and hydromechanical behaviors of wood-aggregate concrete. Modeling and experiments have been used to understand the complex mechanisms involved.

The Young's modulus and the compressive strength were experimentally measured using digital image correlation. The evolution of these properties depends on the conditions of storage, the drying time and the cement content. Because of the random orientation of the wood aggregates, the material exhibits isotropic behavior. A homogenization model based on a self-consistent scheme was developed to predict the Young's modulus. The results were satisfactory.

Measurements show that thermal conductivity remains constant under sealed conditions. The modeling of this property with the self-consistent scheme gives results consistent with experimental measurements. In desiccation conditions, the thermal conductivity depends linearly on the density of concrete. The evolution of the thermal conductivity of the wood aggregates and the cement paste during drying was modeled with the Mori-Tanaka scheme. These evolutions were integrated into the self-consistent model, which yielded satisfactory results, but could be improved if sorption/desorption curves of the phases were available.

The macroscopic dimensional variations of the wood-aggregate concretes depended on the storage conditions, but not on the measurement direction, nor on the cement content. A model based on the combination of the strains induced by the desorption of water from the phases and the moisture transfer between them was proposed. It allowed us to capture the trends of the strains of our concrete except at early age. At a local scale, the study showed that the strains of concrete were close to those of the cement paste. The study also shed light on a significant damage of the aggregate/binder interfaces, which would deserve to be taken into account into the modeling.

Keywords: Renewable materials, Wood aggregates, Damage, Thermo-mechanical properties, Modeling, Dimensional variations, Vegetal concrete, Experimentation, Digital image correlation.

Table des matières

Remerciements	v
Résumé	vii
Abstract	ix
Table des figures	xiii
Liste des tableaux	xxi
Nomenclature	xxv
Introduction générale	1
I Synthèse bibliographique	5
I.1 Généralités sur les matériaux biosourcés	7
I.2 Propriétés des bétons végétaux	18
I.3 Limitations et freins au développement des bétons végétaux et perspectives de travail	34
II Matériaux et méthodes de caractérisation expérimentale et théorique	41
II.1 Constituants des bétons de granulats de bois	43
II.2 Élaboration des bétons de granulats de bois	45
II.3 Méthodes de caractérisation expérimentale des bétons de granulats de bois	52
II.4 Outils de modélisation pour l'estimation des propriétés thermiques et mé- caniques	58
II.5 Conclusion	69
III Comportement mécanique des bétons de granulats de bois	71
III.1 Étude expérimentale du comportement mécanique des bétons de granulats de bois	73

TABLE DES MATIÈRES

III.2 Modélisation des propriétés élastiques des bétons de granulats de bois . . .	92
III.3 Calibration et validation du modèle	102
III.4 Conclusion	110
IV Comportement hydromécanique des bétons de granulats de bois	113
IV.1 Étude expérimentale à l'échelle macroscopique	115
IV.2 Modélisation théorique	120
IV.3 Comportement local des bétons de granulats de bois sous des cycles sé- chage/humidification	137
IV.4 Conclusion	150
V Comportement thermique des bétons de granulats de bois	153
V.1 Étude expérimentale des propriétés thermiques du béton de granulats de bois	155
V.2 Modélisation de la conductivité thermique par la méthode d'homogénéisation autocohérente	162
V.3 Conclusion	182
Conclusion et perspectives	185
Bibliographie	189

Table des figures

I.1	(a) Consommation d'énergie finale (source : SoeS) et (b) émissions de CO ₂ (source : Citepa) par secteur en France en 2012.	8
I.2	Illustration des différentes porosités des bétons végétaux : cas du béton de chanvre (Nozahic [1]).	12
I.3	Différence entre les fibres et les granulats d'origine végétale [2].	12
I.4	Principe de mise en œuvre d'un béton végétal par la technique de projection (Elfordy et al. [3]).	24
I.5	Courbe contraintes/déformations de l'essai de compression sur le béton de chanvre (Cérézo [4]).	25
I.6	Endommagement de l'interface matrice/renfort observé par Boustingorry [5] dans un composite à matrice gypse et renfort bois.	27
I.7	Conductivité thermique du béton de chanvre en fonction de la fraction volumique des particules de chanvre (Pham et al. [6]).	27
I.8	Anisotropie de la conductivité thermique du béton de chanvre compacté : la direction verticale représente la direction de compactage (Tronet et al. [7]).	28
I.9	Courbes d'adsorption-désorption des composites argile-ciment-bois (adaptées de Bouguerra et al. [8]).	29
I.10	Comparaison entre les variations dimensionnelles dues au séchage pour trois bétons d'anas de lin avec et sans traitement (Khazma et al. [9]).	31
I.11	Effet de cycles saturation/séchage sur un essai en flexion réalisé sur un composite de ciment renforcé par de la pâte kraft de bois de conifères (Mohr et al. [10]).	32
I.12	Fissuration d'un composite béton-bambou induite par l'absorption d'eau par les fibres de bambou : (a) béton frais, (b) béton en cours de durcissement et (c) béton durci (Ghavami [11]).	33

I.13	Variation de la résistance en traction des composites du béton renforcé par des fibres de bambou en fonction du nombre de cycles de mouillage/séchage : (a) bambou sans nœuds immergé dans une solution d'hydroxyde de calcium, (b) bambou sans nœuds immergé dans l'eau du robinet, (c) bambou avec nœuds immergé dans une solution d'hydroxyde de calcium et (d) bambou avec nœuds immergé dans l'eau du robinet (Lima et al. [12]).	34
I.14	Essais de flexion sur des composites fibre de sisal-ciment vieilliss et non vieilliss, élaborés avec du ciment Portland (à gauche) et avec de l'argile calcinée (à droite) (Toledo Filho et al. [13]).	35
II.1	Aspect général des bétons étudiés (photos caméras des échantillons cubiques de 7 cm de côté, (a) : $C/B = 1,25$, (b) : $C/B = 1,75$, (c) : $C/B = 2,25$, et (d) : $C/B = 2,75$).	49
II.2	Densités théoriques après calibration de la compacité des granulats de bois ($C_g = 33\%$) comparées à celles mesurées dans les études thermique et mécanique.	51
II.3	Dispositif utilisé pour mesurer la conductivité thermique du béton de granulats de bois.	53
II.4	Dispositif de l'essai de compression avec acquisition des images 2D.	54
II.5	Différents schémas d'intégration pour le calcul du tenseur de déformations avec la CIN (Allais et al. [14]).	56
II.6	Dispositif expérimental utilisé pour l'étude locale des variations dimensionnelles de bétons de granulats de bois au cours de cycles de séchage et d'humidification.	58
II.7	Zones d'acquisition d'images avec un champ de 1 cm grâce au support motorisé.	59
II.8	Différentes échelles d'analyse (séparation d'échelle : $d \ll l \ll L$).	60
III.1	Effet de la taille de la fenêtre de corrélation sur les erreurs sur le déplacement horizontal X et vertical Y dues aux bruits des images mesurées sur (a) un échantillon de la formulation F1 ($C/B = 1,25$) et (b) un échantillon de la formulation F4 ($C/B = 2,75$).	76
III.2	Carte de déformations déterminée avec CMV (avec une fenêtre de corrélation d'une taille de 40×40 pixels) pour un mouvement uniforme suivant l'axe optique de la caméra ($C/B = 2,25$).	77

III.3 Erreurs systématiques et aléatoires sur le déplacement horizontal X et vertical Y déterminées avec CMV pour (a) un échantillon de la formulation F1 et (b) un échantillon de la formulation F4 ; et (c) Erreurs systématiques pour différents schémas d'interpolation des niveaux de gris pour la formulation F3.	78
III.4 Comportement typique du béton de granulats de bois en compression : (a) avec un faible dosage en ciment (F1 à 62 jours en conditions endogènes), (b) avec un dosage intermédiaire (F3 à 104 jours en conditions de dessiccation), (c) en chargement cyclique (F1 à 104 jours en conditions de dessiccation), et (d) avec un dosage en ciment élevé (F4 à 62 jours en conditions de dessiccation).	80
III.5 Évolution de la courbe contraintes/déformations dans le temps : (a) formulation F2 et (b) formulation F3.	81
III.6 Évolution de la résistance en compression en fonction du temps pour les formulations étudiées conservées en conditions de dessiccation.	82
III.7 Résistance en compression en fonction du temps pour les formulations étudiées conservées en conditions endogènes.	83
III.8 Détermination du module de Young du béton de granulats de bois à partir de la courbe contraintes/déformations. Cas typiques : (a) les modules déterminés sur les quatre cycles sont similaires, (b) le premier cycle sous-estime légèrement le module de Young, et (c) le dernier cycle sous-estime légèrement le module de Young.	87
III.9 Effet de la vitesse de chargement sur la courbe contraintes/déformations de l'essai de compression sur les deux formulations : (a) F1 et (b) F4. . . .	89
III.10 Effet de la teneur en ciment (rapport C/B) et de la durée de cure sur les modules de Young du béton de granulats de bois étudié en conditions de dessiccation.	90
III.11 Effet de la teneur en ciment (rapport C/B) et de la durée de cure sur les modules de Young du béton de granulats de bois conservé en conditions endogènes.	92
III.12 Module de Young du béton de granulats de bois en fonction de sa résistance en compression.	93
III.13 Motifs élémentaires utilisés par Cérézo [4] pour modéliser les propriétés élastiques (a) du béton de chanvre et (b) du chanvre en vrac.	94
III.14 (a) Microstructure schématisée du béton de granulats de bois et (b) motif élémentaire utilisé pour modéliser les propriétés élastiques de ce béton. . .	98
III.15 Problèmes élémentaires avec une inclusion bicomposite et simple.	99

III.16 Modules de Young E_g des granulats et E_c de la pâte de ciment calibrés sur les modules de Young expérimentaux du béton de granulats de bois. . .	106
III.17 Modules de Young du béton de granulats de bois en fonction de sa porosité : comparaison entre les mesures expérimentales et les estimations du modèle développé.	108
III.18 Effet du coefficient de Poisson des granulats de bois sur les modules de Young du béton de granulats de bois à 28 jours estimés par le modèle développé.	109
III.19 Effet d'une majoration et d'une minoration de la valeur du module des granulats de bois calibré sur les modules de Young à 14 jours estimés par le modèle développé ($E_g = 1192$ MPa).	109
IV.1 Pertes de masse induites par le séchage du béton de granulats de bois (Les barres d'erreur représentent l'écart-type sur plusieurs échantillons). . . .	116
IV.2 Variations dimensionnelles induites par le séchage pour les formulations (a) F1 ($C/B = 1,25$) et (b) F2 ($C/B = 1,75$) dans les trois directions principales des éprouvettes (la direction 1 correspond à celle de coulage). .	118
IV.3 Variations volumiques induites par le séchage pour les 4 formulations étudiées du béton de granulats de bois.	119
IV.4 Variations volumiques en fonction de la masse pour les 4 formulations du béton de granulats de bois étudiées au cours du séchage.	120
IV.5 Géométrie utilisée pour modéliser le retrait de séchage du béton de granulats de bois (h_{r_g} et h_{r_c} : humidité relative dans les granulats et la pâte de ciment, respectivement).	123
IV.6 (a) Courbe de désorption et (b) déformations de retrait des pâtes de ciment avec un rapport Eau/Ciment $E/C = 0,5$ et $E/C = 0,8$ (adaptée de Rougelot et al. [15]).	126
IV.7 (a) Courbe de sorption et (b) déformations de gonflement en fonction de la teneur en eau de bois d'épicéa (Loulou [16]).	127
IV.8 Déformations volumiques dues au séchage du béton de granulats de bois : comparaison entre les mesures expérimentales et le modèle avec deux séries différentes de données de la pâte de ciment de rapports Eau/Ciment : $E/C = 0,5$ et $E/C = 0,8$	130
IV.9 Humidités relatives estimées par notre modèle dans les granulats de bois et dans la pâte de ciment pour les formulations F1 ($C/B = 1,25$) et F4 ($C/B = 2,75$).	131

IV.10 Effet des modules de Young (a) de la pâte de ciment E_c et (b) des granulats de bois E_g sur les variations dimensionnelles du béton de granulats de bois ($C/B = 1,25$) comme prédit par notre modèle ($\delta = 2 \times 10^{-2}$ m.s, $\mathcal{E}_\infty = 0,32$, $\Theta = 0$).	133
IV.11 Effet (a) du rapport Eau/Ciment \mathcal{E}_∞ nécessaire pour l'hydratation complète du ciment et (b) du degré d'hydratation χ sur les variations dimensionnelles du béton de granulats de bois ($C/B = 1,25$) comme prédit par notre modèle ($E_c = 5000$ MPa, $E_g = 1200$ MPa, $\Theta = 0$, $\delta = 2 \times 10^{-2}$ m.s).	134
IV.12 Effet du paramètre δ régissant la cinétique d'échange d'eau entre les phases sur les variations dimensionnelles du béton de granulats de bois ($C/B = 1,25$) comme prédit par notre modèle ($E_c = 5000$ MPa, $E_g = 1200$ MPa, $\Theta = 0$, $\mathcal{E}_\infty = 0,32$).	135
IV.13 Effet de l'échange d'eau entre les phases (valeur de Θ) pendant le malaxage avec (a) $\delta = 2 \times 10^{-3}$ m.s et (b) $\delta = 2 \times 10^{-5}$ m.s sur les variations dimensionnelles du béton de granulats de bois ($C/B = 1,25$) comme prédit par notre modèle ($E_c = 5000$ MPa, $E_g = 1200$ MPa, $\mathcal{E}_\infty = 0,32$).	136
IV.14 Choix de phases représentant des granulats et la pâte de ciment pour le calcul des déformations induites par le séchage ou l'humidification à l'échelle des constituants.	138
IV.15 Déformations de retrait pour différents granulats de bois : E_{xx} (symboles ouverts) et E_{yy} (symboles pleins).	140
IV.16 Exemples de déformations de retrait de la pâte de ciment : E_{xx} (symboles ouverts) et E_{yy} (symboles pleins).	141
IV.17 Comparaison entre les déformations des granulats de bois, de la pâte de ciment et du béton les associant mesurées par la technique de corrélation d'images à la suite du premier séchage : déformations (a) linéaires et (b) "volumiques" ; et évolution dans le temps de (c) l'humidité relative dans l'enceinte et (d) la masse moyenne des échantillons conservés dans des dessiccateurs avec des conditions identiques à celles de l'enceinte.	142
IV.18 Comparaison entre les déformations des granulats de bois, de la pâte de ciment et du béton les associant mesurées par la technique de corrélation d'images à la suite de la première humidification : déformations (a) linéaires et (b) "volumiques" ; et évolution dans le temps de (c) l'humidité relative dans l'enceinte et (d) la masse moyenne des échantillons conservés dans des dessiccateurs avec des conditions identiques à celles de l'enceinte.	144

IV.19 Déformations “volumiques” des phases (granulats et liant) et du béton au cours du second cycle : (a) séchage et (b) humidification; et évolution dans le temps de l’humidité relative dans l’enceinte pendant (c) le séchage et (d) l’humidification ; et enfin masse moyenne des échantillons conservés dans des dessiccateurs avec des conditions identiques à celles de l’enceinte pendant (e) le séchage et (f) l’humidification.	145
IV.20 Comparaison entre les déformations volumiques du béton de granulats de bois mesurées par la corrélation d’images numériques (CIN) 2D et celles estimées par l’équation IV.25, avant et après calibration, pendant (a) le premier cycle et (b) le second cycle de séchage.	147
IV.21 Fissuration de l’interface granulats de bois/pâte de ciment à la fin du processus de séchage.	149
IV.22 Fissuration des granulats de bois à la fin du processus de séchage.	150
V.1 Évolution (a) de la masse et (b) de la conductivité thermique en fonction du temps pour les formulations étudiées conservées en conditions endogènes.	156
V.2 Évolution de la conductivité thermique en fonction de la masse de l’échantillon pour tous les échantillons des quatre formulations étudiées en conditions de dessiccation.	159
V.3 Évolution de la conductivité thermique moyenne (sur trois échantillons) du béton de granulats de bois en fonction de sa masse moyenne en conditions de dessiccation.	160
V.4 Évolution de la conductivité thermique en fonction de (a) l’humidité relative et (b) la teneur en eau ($C/B = 1,75$).	161
V.5 Évolution de la capacité thermique en fonction de (a) l’humidité relative et (b) la teneur en eau ($C/B = 1,75$).	162
V.6 Motifs élémentaires utilisés par Cérézo [4] pour modéliser le comportement thermique d’un béton de chanvre humide avec (a) double homogénéisation et (b) modèle à quatre phases.	165
V.7 Problèmes élémentaires avec une inclusion bicomposite et une inclusion simple dans le cas du comportement thermique.	167
V.8 Comparaison entre les conductivités thermiques estimées par le modèle autocohérent et celles mesurées pour le béton de granulats de bois conservé en conditions endogènes.	170
V.9 Comparaison entre les conductivités thermiques estimées par le modèle autocohérent et celles mesurées pour le béton de granulats de bois après 7 jours de séchage.	171

V.10 Principe de l'homogénéisation en deux étapes de la conductivité thermique du béton de granulats de bois au cours du séchage.	172
V.11 Modélisation de l'évolution de la microstructure de la phase solide (pâte de ciment ou granulats de bois) au cours du séchage.	173
V.12 Évolution de la conductivité thermique $\lambda_{(i)} \left(f_p^{(i)} \right)$ de la phase (i) en cours de séchage rapportée à la conductivité thermique de référence (à l'état humide) $\lambda_{(i)_0}$ en fonction de la porosité intra-phase $f_p^{(i)}$	175
V.13 Comparaison entre les conductivités thermiques mesurées sur les quatre formulations et les estimations du modèle autocohérent avec les trois scénarios proposés pour le séchage des phases.	177
V.14 Comparaison entre les variations de la conductivité thermique mesurée sur les quatre formulations et les estimations du modèle autocohérent dans le cas du séchage de la pâte de ciment seule et dans le cas du séchage des deux phases.	179
V.15 Comparaison entre la conductivité thermique mesurée sur les quatre formulations et les estimations du modèle autocohérent après calibration de la conductivité thermique de la pâte de ciment, dans le cas du séchage de la pâte de ciment seule et dans le cas du séchage des deux phases.	180

Liste des tableaux

I.1	Comparaison de la conductivité thermique et de l'énergie grise de quelques matériaux utilisés en construction (source : CSTB [17]).	10
I.2	Formulations retenues pour les composites à base de la pulpe de betterave étudiés par (Monreal [18]).	22
I.3	Quelques propriétés mécaniques des bétons végétaux : résistances en compression \mathcal{R}_c et en flexion \mathcal{R}_f et module de Young E	26
I.4	Teneurs en cellulose, hémicelluloses et lignine de quelques plantes lignocellulosiques (adapté de Godin et al. [19]).	30
II.1	Composition minéralogique du ciment utilisé, obtenue par diffractométrie de rayons X réalisée à l'École des Mines de Douai par D. Damidot et D. Bétrancourt.	43
II.2	Masses volumiques apparente et absolue des granulats de bois (en g.cm^{-3}). La moyenne et le coefficient de variation CV des valeurs mesurées sont calculés sur la base de trois mesures.	44
II.3	Dosages calculés pour les quatre formulations étudiées avec une compacité des granulats de bois de $C_g = 38 \%$	47
II.4	Protocole de malaxage du béton de granulats de bois.	48
II.5	Densités théoriques ($C_g = 33 \%$) et expérimentales à l'état frais des formulations étudiées (éprouvettes destinées à l'étude mécanique).	50
II.6	Fractions volumiques (en $\%$) des formulations étudiées après la calibration de la compacité des granulats ($C_g = 33 \%$).	51
II.7	Variables analogues dans le cadre d'une analogie mécanique-thermique. . .	63
III.1	Comparaison entre la résistance en compression $\mathcal{R}_c^{\text{endogène}}$ en conditions endogènes et celle $\mathcal{R}_c^{\text{dessiccation}}$ en conditions de dessiccation à l'âge de 28 jours.	84

III.2	Résistance en compression dans les trois directions principales des éprouvettes : direction de coulage D1 et les deux directions qui lui sont perpendiculaires D2 et D3. Les éprouvettes étaient en conditions de dessiccation et testées à 42 jours pour F1 et F4 et à 22 mois pour F2.	85
III.3	Propriétés élastiques du bois de l'épicéa dans ses trois directions d'anisotropie : module de Young longitudinal E_l , radial E_r , et tangentiel E_t ; et coefficients de Poisson ν_{rl} , ν_{tr} et ν_{lt} à une teneur en eau de 12 %. Sitka et Engelmann sont deux types d'épicéa.	88
III.4	Influence de la vitesse de chargement sur la mesure du module de Young du béton de granulats de bois en conditions de dessiccation. Les éprouvettes ont été testées à 28 (1 ^{re} mesure), 42 (2 ^e mesure) et 62 (3 ^e mesure) jours pour F1 et à 21 (1 ^{re} mesure) et 28 (2 ^e mesure) jours pour F4.	89
III.5	Évolution du module de Young (en MPa) du béton de granulats de bois en conditions de dessiccation entre 28 et 104 jours pour les quatre formulations étudiées.	91
III.6	Estimation du module de Young isotrope équivalent pour le bois d'épicéa à partir des modules de Young et des coefficients de Poisson dans ses trois directions d'anisotropie (Le coefficient de Poisson pour le milieu isotrope équivalent est pris égal à 0,1).	107
IV.1	Pertes de masse absolues du béton de granulats de bois après 63 jours de séchage.	117
IV.2	Quelques caractéristiques des formulations étudiées après 53 jours de séchage.	128
IV.3	Déformations "volumiques" moyennes et pertes/gains de masse à la fin de chaque étape (séchage ou humidification) des deux cycles réalisés.	146
V.1	Pentes des courbes linéaires modélisant l'évolution de la conductivité thermique (λ) en fonction de la masse (m) pour les formulations étudiées (figure V.3).	158
V.2	Quelques propriétés hydriques des phases solides (pâte de ciment et granulats de bois) à l'état initial et après 28 jours de séchage.	176
V.3	Répartition de l'eau évaporée (proportions en %) entre les granulats et la pâte de ciment après 28 jours de séchage.	176
V.4	Erreur moyenne (en %) des trois scénarios du séchage calculée à partir de toutes les mesures expérimentales pour chacune des formulations étudiées.	178
V.5	Conductivités thermiques de la pâte de ciment (en $\text{W.m}^{-1}.\text{K}^{-1}$) déterminées en calibrant le modèle sur les mesures expérimentales pour chacune des formulations étudiées.	179

V.6	Erreur moyenne (en %) des deux scénarios du séchage (séchage de la pâte de ciment seule et séchage des deux phases) après calibration de la conductivité thermique de la pâte de ciment, calculée à partir de toutes les mesures expérimentales pour chacune des formulations étudiées.	180
-----	---	-----

Nomenclature

$\underline{\underline{\mathbf{E}}}$	Tenseur de déformation de Green-Lagrange
$\underline{\underline{\mathbf{E}}}^\infty$	Tenseur de déformations à l'infini (déformations auxiliaires)
$\underline{\underline{\mathbf{F}}}$	Gradient de la transformation mécanique
$\underline{\underline{\mathbf{I}}}$	Tenseur unité d'ordre 2
$\underline{\underline{\Sigma}}$	Tenseur de contraintes macroscopiques
$\underline{\underline{\mathbf{G}}}$	Gradient thermique macroscopique
$\underline{\mathbf{g}}$	Gradient de température locale
$\underline{\mathbf{Q}}$	Vecteur courant de chaleur macroscopique
$\underline{\mathbf{q}}$	Vecteur courant de chaleur local
$\underline{\mathbf{T}}$	Vecteur de forces surfaciques
χ	Degré d'hydratation
δ	Paramètre tenant compte de la cinétique d'échange d'eau entre les granulats de bois et la pâte de ciment
$\epsilon(t)$	Déformations volumiques du béton à l'âge t
$\epsilon_{(i)}$	Déformations volumiques de la phase (i)
(r, θ, ϕ)	Système de coordonnées sphériques
\mathbb{A}	Tenseur de localisation des déformations
$\mathbb{A}_{(i)}$	Moyenne du champ de localisation des déformations dans la phase (i)

NOMENCLATURE

\mathbb{B}	Tenseur de localisation des contraintes
\mathbb{C}	Tenseur des rigidités
\mathbb{C}^{hom}	Tenseur des rigidités du milieu homogénéisé
$\mathbb{C}_{(i)}$	Tenseur des rigidités de la phase (i)
\mathbb{I}	Tenseur unité de quatrième ordre
\mathbb{P}^0	Tenseur de Hill lié au milieu de référence de modules \mathbb{C}^0
\mathbb{S}	Tenseur des complaisances
\mathcal{C}	Coefficient de corrélation
\mathcal{E}_∞	Rapport eau/ciment en masse nécessaire pour l'hydratation complète du ciment
\mathcal{L}	Pourcentage en masse du calcaire dans le ciment
\mathcal{R}	Constante universelle des gaz
\mathcal{R}_c	Résistance en compression
\mathcal{R}_f	Résistance en flexion
\mathcal{C}_g	Compacité des granulats de bois
\mathbf{f}	Niveau de gris de l'image de référence
\mathbf{g}	Niveau de gris de l'image déformée
$\mu_{(i)}$	Module de cisaillement de la phase (i)
$\nu_{(i)}$	Coefficient de Poisson de la phase (i)
Ω	Volume du VER
$\partial\Omega$	Contour du VER
Φ	Transformation mécanique (2D)
Φ_0	Approximation de la transformation Φ sur un domaine de corrélation
ρ_l	Masse volumique de l'eau liquide
ρ_{abs}	Masse volumique absolue des granulats

$\sigma(E_{YY})$	Écart-type de l'erreur sur les déformations globales dans la direction Y
$\sigma(u_Y)$	Écart-type de l'erreur sur le déplacement dans la direction Y
Θ	Masse d'eau échangée entre la pâte de ciment et les granulats de bois pendant le malaxage
$\underline{\underline{\xi}}$	Vecteur déplacement
$\underline{\underline{\xi}}^{(i)}$	Vecteur déplacement de la phase (i)
$\underline{\underline{A}}$	Tenseur de localisation du gradient thermique
$\underline{\underline{P}}$	Tenseur de Hill dans le cas thermique
$\underline{\underline{\lambda}}$	Tenseur des conductivités thermiques
$\underline{\underline{\lambda}}_{(i)}$	Tenseur des conductivités thermiques de la phase (i)
$\underline{\underline{\lambda}}_h$	Tenseur des conductivités thermiques du milieu homogène équivalent
$\underline{\underline{\sigma}}$	Tenseur de contraintes locales
$\underline{\underline{\varepsilon}}$	Tenseur de déformations locales
B	Dosage en bois
C	Dosage en ciment
D	Domaine de corrélation
d	Taille caractéristique de l'hétérogénéité
$E_{(i)}$	Module de Young de la phase (i)
$E_c(t)$	Module de Young de la pâte de ciment à l'âge t
f_i	Fraction volumique de la phase (i)
h_r	Humidité relative
$h_{r(i)}$	Humidité relative dans la phase (i)
$k_{(i)}$	Module de compression de la phase (i)
L	Dimension caractéristique de la structure
l	Taille caractéristique du VER

NOMENCLATURE

$m^{g \rightarrow c}$	Masse d'eau échangée entre les granulats de bois et la pâte de ciment
M^{nh}	Masse du clinker non hydraté dans l'échantillon
M_v	Masse molaire de la vapeur d'eau
$M_{(i)}^{\text{eau}}$	Masse d'eau initiale dans la phase (i)
$M_{(i)}^d$	Masse de la phase (i) à l'état sec
$M_{(i)}^{eq}$	Masse de la phase (i) dans l'échantillon à l'équilibre avec les conditions environnantes
$R_{(i)}$	Rayon de la sphère représentant la phase (i) dans la modélisation
T	Température
V_b	Volume du béton de granulats de bois
V_c	Volume de ciment en poudre
V_e	Volume de l'eau de gâchage
V_g	Volume des granulats de bois
V_{pdc}	Volume de la pâte de ciment
w^{livr}	Teneur en eau des granulats à la livraison
$w_{(i)}$	Teneur en eau de la phase (i)
$w_{(i)}^{eq}$	Teneur en eau de la phase (i) dans l'échantillon à l'équilibre avec les conditions environnantes
CIN	Corrélation d'Images Numériques
VER	Volume Élémentaire Représentatif

Introduction générale

L'évolution du monde actuel contraint à repenser les modes de construction. En effet, aujourd'hui, le secteur de la construction consomme de l'énergie en quantité importante. Il est responsable d'environ un quart des émissions de dioxyde de carbone, sans oublier l'épuisement des ressources non renouvelables. Ce secteur doit donc innover pour limiter ses impacts sur l'environnement tout en garantissant un confort aux usagers.

Dans ce contexte, les agro-matériaux, matériaux issus en partie de la biomasse, sont de plus en plus développés et commercialisés sur le marché des matériaux de construction. Ces agro-matériaux, de par leur caractère écologique, permettent d'améliorer le bilan environnemental de la construction et en particulier du bâtiment. Parmi les agro-matériaux destinés à être utilisés dans le secteur du bâtiment, les bétons végétaux ont émergé dans l'objectif d'exploiter leurs propriétés thermiques, acoustiques et hygroscopiques. Ces bétons favorisent généralement la valorisation des sous-produits d'autres filières économiques. Des études scientifiques ont contribué au développement de ces bétons végétaux. Elles visent à étudier et à comprendre le comportement de ces matériaux face à différentes sollicitations. Ainsi, les propriétés thermiques, mécaniques, hydriques et acoustiques ont été explorées. Cependant, certains besoins scientifiques et difficultés techniques limitent la généralisation de leur utilisation.

Le travail de thèse rapporté ici a donc pour objectif principal de contribuer à la caractérisation de ce type de matériaux de construction. Il s'agit en particulier d'étudier le béton de granulats de bois. Plus précisément, le travail vise à mieux comprendre le comportement hydromécanique et thermique de ce matériau à travers la combinaison de l'expérience et de la modélisation. La confrontation des résultats de ces deux approches permettrait *in fine* d'optimiser les propriétés d'usage des bétons de granulats de bois.

Ce mémoire de thèse est organisé en cinq chapitres. Le premier chapitre est une synthèse bibliographique où nous présentons en premier lieu des généralités sur les matériaux biosourcés (matériaux d'origine végétale), et en deuxième lieu les utilisations et les propriétés des bétons végétaux, puis en troisième lieu les freins au développement de ces bétons ainsi que les objectifs et la démarche du travail mis en œuvre.

Le deuxième chapitre présente les techniques expérimentales et les outils de modélisation utilisés dans le cadre de ce travail. Ce chapitre commence par une description des matières premières utilisées dans le présent travail, suivie d'une présentation de la méthode d'élaboration du béton de granulats de bois (formulation, fabrication et mise en œuvre) adoptée. Ensuite, les techniques expérimentales utilisées pour caractériser les matériaux étudiés sont décrites. En particulier, le principe général de la technique de corrélation d'images numériques, employée pour mesurer les déformations à l'échelle des constituants et à l'échelle macroscopique, est présenté. Un bref aperçu des outils micromécaniques, permettant de modéliser les propriétés élastiques et thermiques des matériaux hétérogènes, vient clôturer ce chapitre.

Le troisième chapitre est consacré à l'étude du comportement mécanique du béton de granulats de bois. Cette étude est réalisée d'abord expérimentalement par des essais de compression simple. Les propriétés étudiées sont les résistances en compression et les modules de Young, et ce, à différents âges du béton et dans différentes conditions de conservation. Dans cette partie expérimentale, nous montrons premièrement, par une étude des erreurs induites, que la technique de corrélation d'images numériques est suffisamment précise pour les déformations que l'on souhaite mesurer. Deuxièmement, les courbes contraintes/déformations sont décrites. Troisièmement, les résultats des mesures de la résistance en compression et du module de Young, à différentes échéances et dans différentes conditions de cure, sont présentés et analysés. L'étude expérimentale est suivie d'une modélisation théorique du module de Young. Cette modélisation est effectuée à l'aide du schéma autocohérent. Les modèles présents dans la littérature sont recensés. Sur la base de ces modèles, un motif élémentaire adapté à la microstructure de notre matériau est proposé. Ensuite le principe du modèle développé est détaillé. Enfin ce modèle est calibré sur les mesures expérimentales et ses résultats sont discutés.

Le chapitre quatre traite de la problématique des variations dimensionnelles du béton de granulats de bois. Dans la première partie de ce chapitre sont présentés les résultats expérimentaux de l'étude du retrait de séchage. Un modèle, couplant les transferts d'eau entre les phases et les déformations induites par la désorption d'eau, est développé dans la deuxième partie. À l'aide de ce modèle, une étude paramétrique est réalisée dans l'objectif d'identifier les paramètres ayant un effet important sur le retrait du béton de granulats de bois. La dernière partie est réservée à une étude locale de l'effet des cycles séchage/humidification sur le béton étudié. Dans cette étude locale, les variations dimensionnelles du béton de granulats de bois ainsi que celles des phases le constituant sont mesurées à l'aide de la technique d'imagerie. Une analyse d'images acquises au cours du premier séchage est présentée à la fin de cette partie, afin de discuter des effets locaux

induits par des variations hydriques.

Le dernier chapitre présente une étude des propriétés thermiques aussi bien expérimentalement que théoriquement. Dans la partie expérimentale, les résultats de la mesure de la conductivité thermique dans différentes conditions de conservation (en conditions endogènes et de dessiccation) sont présentés. Ensuite, l'effet des variations de l'humidité relative sur la conductivité et la capacité thermiques est exploré. La partie théorique commence, comme dans le cas des propriétés mécaniques, par un inventaire des modèles existants. Un modèle d'homogénéisation, toujours par le schéma autocohérent, est développé et validé sur les mesures de la conductivité thermique du béton de granulats de bois en conditions endogènes. Ce modèle est par la suite adapté pour prendre en compte la modification de la microstructure du matériau par le processus de séchage. Plusieurs scénarios de séchage du béton de granulats de bois sont proposés et discutés.

Le mémoire se termine par une conclusion générale où les principaux résultats sont rappelés. Des perspectives de travail sont proposées. Elles visent d'une part à préciser certains résultats et d'autre part à étudier expérimentalement et/ou théoriquement d'autres aspects non pris en compte dans la thèse.

Chapitre I

Synthèse bibliographique

Sommaire

I.1 Généralités sur les matériaux biosourcés	7
I.1.1 Enjeux et intérêts des matériaux biosourcés	7
I.1.1.1 Enjeux de la construction durable	8
I.1.1.2 Intérêts des matériaux biosourcés	10
I.1.2 Identification des bétons végétaux	11
I.1.2.1 Morphologie	11
I.1.2.2 Fibre ou granulat	12
I.1.2.3 Composites à matrice cimentaire	13
I.1.2.4 Composites à base de chaux	15
I.1.2.5 Composites avec d'autres matrices	16
I.1.2.6 Bilan	16
I.1.3 Différentes utilisations des bétons végétaux	17
I.2 Propriétés des bétons végétaux	18
I.2.1 Formulation des bétons végétaux	18
I.2.1.1 Propriétés des particules végétales	19
I.2.1.2 Propriétés du liant	20
I.2.1.3 Exemples de formulations	21
I.2.2 Fabrication et mise en œuvre des bétons végétaux	23
I.2.2.1 Malaxage des constituants des bétons végétaux	23
I.2.2.2 Conditions de cure des bétons végétaux	23
I.2.2.3 Mise en œuvre des bétons végétaux	24

I.2.3	Propriétés mécaniques, thermiques et hydriques des bétons végétaux	25
I.2.3.1	Propriétés mécaniques	25
I.2.3.2	Propriétés thermiques	26
I.2.3.3	Propriétés hydriques	29
I.2.4	Durabilité des bétons végétaux	31
I.3	Limitations et freins au développement des bétons végétaux et perspectives de travail	34
I.3.1	Problèmes techniques et normatifs	35
I.3.1.1	Difficultés liées à la mise en œuvre	35
I.3.1.2	Difficultés liées à la variabilité des constituants	36
I.3.1.3	Difficultés liées à la certification (CSTB [91])	36
I.3.2	Besoins scientifiques	36
I.3.2.1	Caractérisation de la matière première	37
I.3.2.2	Caractérisation thermique et mécanique des bétons végétaux	37
I.3.2.3	Durabilité et comportement à l'eau	38
I.3.3	Objectifs et démarche adoptée	38

Le béton végétal est un matériau composite constitué principalement d'un liant minéral ou organique et de charges végétales. Selon la nature des charges, on distingue deux types de bétons végétaux : le premier est le béton de granulats végétaux, dans lequel les granulats sont remplacés, partiellement ou totalement, par des particules végétales de dimensions équivalentes ou inférieures à celles des granulats initiaux. Le deuxième est un béton renforcé par des fibres d'origine végétale.

Les bétons végétaux sont utilisés principalement pour leurs propriétés d'isolation thermique ou phonique. Ces propriétés ont suscité l'intérêt de plusieurs organismes dont le MEDDE (Ministère de l'écologie, du développement durable et de l'énergie). Cependant, l'emploi des bétons végétaux dans la construction restera marginal tant que certains problèmes limitant leur utilisation ne seront pas résolus. Il faudra notamment pouvoir répondre aux exigences croissantes des règlements thermiques dans la construction. C'est dans ce contexte que se situe le présent travail.

Dans ce chapitre introductif, nous abordons dans un premier temps l'intérêt des matériaux biosourcés et les principales utilisations des bétons végétaux ; puis nous décrivons quelques propriétés de ces bétons, leur formulation et les techniques de mise en œuvre. Nous enchaînons par une identification des obstacles limitant leur développement, et enfin nous présentons les objectifs du présent travail et la démarche que nous suivrons pour les atteindre.

I.1 Généralités sur les matériaux biosourcés

Les matériaux biosourcés sont de plus en plus étudiés et leur industrialisation se développe de manière remarquable. Dans cette section, nous présentons les intérêts de ces matériaux biosourcés, notamment leurs atouts permettant de limiter l'impact environnemental de la construction ; nous faisons ensuite un inventaire des divers types de bétons végétaux, en précisant leurs différentes utilisations dans la construction.

I.1.1 Enjeux et intérêts des matériaux biosourcés

Le secteur de la construction est un des principaux contributeurs aux impacts sur l'environnement. Il est donc indispensable d'agir pour réduire ces impacts, en particulier ceux du secteur du bâtiment. Les règlements thermiques, d'exigence croissante, se sont ainsi imposés en définissant un ensemble de critères que les bâtiments doivent satisfaire. La notion d'éco-construction est donc apparue et le matériau de construction doit évoluer pour faire face à ses exigences. Le recours à des matériaux avec des constituants d'origine

végétale, comme les matériaux dits biosourcés, est, par conséquent, une solution à explorer et à valider.

I.1.1.1 Enjeux de la construction durable

Le secteur de la construction consomme des ressources énergétiques en quantité importante. En effet, le secteur du bâtiment a consommé, en 2012, 44 % de l'énergie finale (i.e., l'énergie directement utilisable par l'utilisateur final) en France (voir figure I.1). Cette consommation est dominée par le chauffage, qui a représenté 70 % de la consommation totale en 2007 (CGDD [20]).

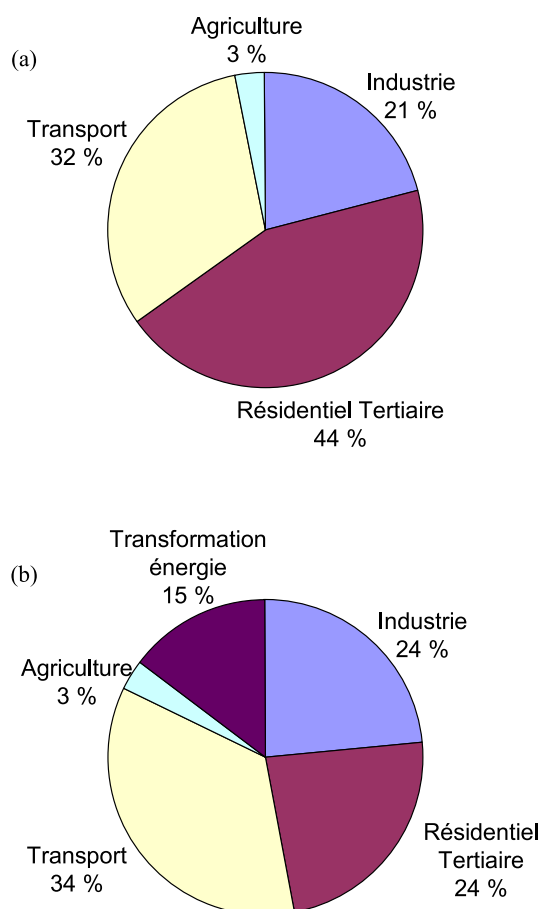


Figure I.1 – (a) Consommation d'énergie finale (source : SoeS) et (b) émissions de CO₂ (source : Citepa) par secteur en France en 2012.

La construction est aussi responsable d'environ un quart des émissions françaises de gaz à effet de serre. En 2012, ce secteur a été responsable de 24 % des émissions totales de dioxyde de carbone (CO₂) en France ce qui en fait, au même titre que l'industrie manufacturière, la deuxième source des émissions françaises de CO₂ derrière les transports (36 % des émissions de CO₂ en France). La production d'énergie par combustion représente

92 % des émissions du secteur (CGDD [20]).

En outre, ce secteur contribue à une consommation de quantités importantes de ressources non renouvelables : en effet, chaque année sont utilisées pour la construction plus de 500 millions de tonnes de matériaux. De plus, la production de matières premières et élaborées a augmenté de 5 % pour les granulats et de 16 % pour le béton entre 2004 et 2006 (Unicem [21]).

Pour lutter contre ces impacts, le secteur du bâtiment représente un potentiel d’actions considérable. Le flux annuel de la construction (environ 350 000 nouveaux bâtiments sont construits en France par an), le volume du parc existant (on dénombre aujourd’hui en France 33 millions de logements et plus de 900 millions de m² de bâtiments tertiaires chauffés) (Ademe [22]) et la longue durée de vie des bâtiments (50 à 100 ans, voire plus) font de cette action une priorité. Dans ce contexte, le Grenelle de l’environnement¹ propose un ensemble d’actions à mener pour réduire la dépense énergétique et les émissions de CO₂ du secteur du bâtiment. Ainsi, seuls les bâtiments neufs présentant une consommation d’énergie primaire inférieure à 50 kW.m⁻².an⁻¹ sont autorisés à compter de la fin 2012. Cette consommation devra être inférieure à l’énergie renouvelable produite par le bâtiment à compter de la fin 2020. À cette même échéance, la consommation du parc existant sera réduite de 38 % par rapport à la consommation de 2009, par une rénovation de l’ensemble des bâtiments publics et des logements sociaux. Dans le but d’encourager la rénovation, les acteurs de formation professionnelle sont incités à engager des programmes pour assurer une qualification aux métiers de la rénovation et de l’efficacité énergétique des bâtiments.

Le domaine de la construction doit donc innover pour répondre aux critères et exigences environnementaux, d’où l’intérêt de l’éco-construction (ou construction durable). Le principe de cette nouvelle méthode de conception est de construire des bâtiments confortables à faible coût environnemental. Pour ce faire, quatre critères essentiels sont à prendre en compte : un critère écologique qui consiste à minimiser les dépenses énergétiques ainsi que les émissions de gaz à effet de serre sur l’ensemble du cycle de vie d’une construction, tout en limitant le recours aux ressources naturelles non renouvelables ; un critère sanitaire qui vise à prévenir les risques de santé des acteurs et des usagers ; un critère lié à l’amélioration du confort (hygrothermique, visuel, acoustique ou autre) des occupants ; et enfin un critère économique portant sur l’optimisation du coût global de la construction.

Dans ce contexte, le matériau de construction voit la part de sa contribution à l’impact environnemental de bâtiment augmenter. Le matériau doit donc devenir plus performant

¹LOI n° 2009-967 du 3 août 2009 de programmation relative à la mise en œuvre du Grenelle de l’environnement (1).

et satisfaire aux critères de l'éco-construction (Dupré [23]). Ainsi, de nouveaux matériaux dits biosourcés sont de plus en plus développés pour leur intérêt environnemental. Les bétons végétaux en sont un exemple. Les principaux intérêts de ces matériaux biosourcés sont décrits dans les paragraphes suivants.

I.1.1.2 Intérêts des matériaux biosourcés

Comme son nom l'indique, un matériau biosourcé est composé d'un ou plusieurs matériaux d'origine végétale. Un rapport du CSTB [17] pour le compte de l'Ademe indique que l'utilisation des matériaux et produits d'origine végétale permet de mieux répondre aux préoccupations environnementales, sanitaires et sociales.

L'utilisation des matériaux biosourcés dans la construction présente donc des *enjeux environnementaux*. De par leur origine végétale, les matériaux biosourcés présentent des avantages environnementaux non négligeables. En effet, ces matériaux contribuent à limiter l'épuisement des ressources finies en exploitant en alternative des ressources renouvelables issues le plus souvent des sous-produits d'autres filières (agriculture, industrie du bois, produits d'entretien des forêts,...). Ils permettent également de fixer le carbone limitant ainsi les émissions de CO₂. En outre, ces matériaux se basent le plus souvent sur une production locale, limitant d'autant l'impact environnemental lié au transport. De plus, les matériaux biosourcés sont de bons isolants thermiques et incluent une faible énergie grise² (voir tableau I.1). Leur utilisation comme matériaux de construction est par conséquent un moyen efficace pour diminuer les dépenses énergétiques du bâtiment durant sa durée de vie.

Tableau I.1 – Comparaison de la conductivité thermique et de l'énergie grise de quelques matériaux utilisés en construction (source : CSTB [17]).

Matériau	Densité (kg.m ⁻³)	Conductivité thermique (W.m ⁻¹ .K ⁻¹)	Énergie grise (kWh.m ⁻³)
Laine de roche	20	0,05	123
Laine de verre	18	0,044	242
Laine de chanvre	20 à 40	0,041	48
Béton de chanvre	350 à 450	0,11 à 0,18	90
Brique de chanvre	300 à 330	0,07 à 0,075	200 MJ.m ⁻² (mur de 20 cm)

²L'énergie grise d'un matériau est l'ensemble des dépenses énergétiques nécessaires pour son extraction, sa transformation, son conditionnement et son transport jusqu'au lieu du chantier (Conteville et den Hartigh [24]).

Le recours aux matériaux biosourcés satisfait en outre les *préoccupations sanitaires*. Les matériaux biosourcés sont constitués de matières premières n'émettant pas de substances cancérigènes ni de gaz polluants. Ils peuvent donc être utilisés comme alternative aux risques d'allergies liés à certains produits de la pétrochimie (solvants organiques par exemple) ou à certains matériaux minéraux (laine de verre, laine de roche par exemple). En plus, grâce à sa perméabilité à l'air et à sa faible conductivité thermique (voir tableau I.1), le matériau biosourcé se caractérise par un bon comportement hygrothermique. Ainsi, il garantit une régularisation de l'humidité et le maintien d'un confort thermique à l'intérieur du bâtiment. Cette bonne capacité de gestion de l'humidité permet d'éviter le développement de moisissures et de champignons (Conteville et den Hartigh [24]).

Par ailleurs, les matériaux biosourcés sont utilisés pour des *enjeux sociaux*. Les matériaux biosourcés se basent le plus souvent sur des ressources locales. Par conséquent, leur utilisation contribue au développement de l'économie régionale. L'extraction et la transformation des matières végétales valorisent les métiers et les savoir-faire locaux, faisant de cette filière un créateur d'emplois locaux. De plus, la valorisation des sous-produits pour en faire des matériaux de construction crée de nouveaux marchés et débouchés pour les producteurs de ces sous-produits. Ces débouchés assurent aux agriculteurs, par exemple, des revenus supplémentaires leur permettant d'améliorer davantage leur production. De ce fait, les matériaux biosourcés favorisent le maintien du tissu agricole.

I.1.2 Identification des bétons végétaux

I.1.2.1 Morphologie

Les bétons végétaux sont dans le cas général des bétons caverneux. *On appelle béton caverneux tout béton à base de granulats normaux ou légers dans lequel on a supprimé, en totalité ou en partie, le sable et une partie du liant qui aurait été nécessaire à l'enrobage de ce sable [25].* Le matériau obtenu présente ainsi un volume de vide (porosité) très important. Cette porosité est généralement classée en deux catégories : la porosité intra-phase (phase = granulats ou liant) qui représente l'ensemble des vides dans le liant et les particules végétales, et la porosité macroscopique (appelée aussi porosité intergranulaire) qui représente les vides entre les empilements, créés par l'arrangement imparfait des particules, lorsque la quantité de liant n'est pas suffisante pour combler complètement ces vides. La porosité intra-phase peut être microscopique ou mésoscopique. La figure I.2 illustre ces porosités dans le cas des bétons de chanvre.

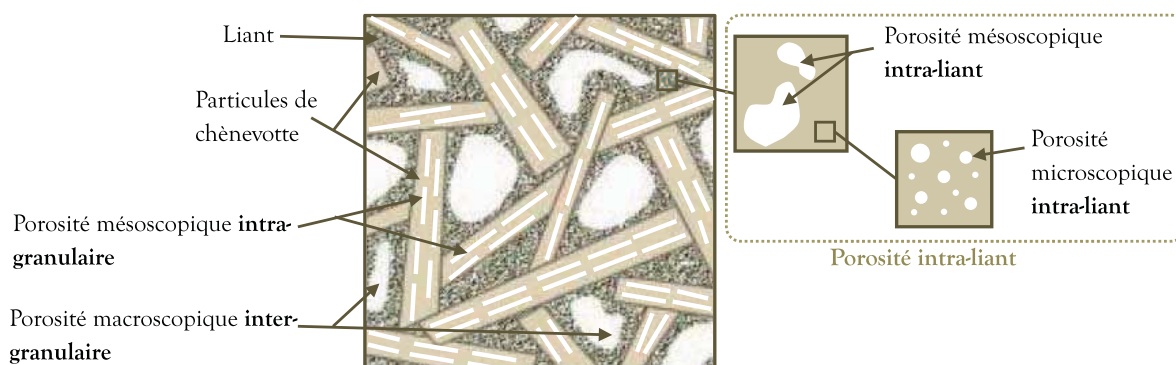


Figure I.2 – Illustration des différentes porosités des bétons végétaux : cas du béton de chanvre (Nozahic [1]).

I.1.2.2 Fibre ou granulat

Pour distinguer les fibres végétales des granulats végétaux, on peut en première approche se référer à leurs sources. Une étude effectuée par le FRD (Fibre Recherche Développement) pour l'Ademe (Agence De l'Environnement et de la Maîtrise de l'Énergie) [2] propose la sémantique suivante : la fibre végétale est obtenue à la fin du processus de défibrage et/ou affinage, avec une longueur moyenne de l'ordre du dm (fibre décimétrique, filasse de lin), du cm (fibre centimétrique, étoupes de lin, fibres de chanvre) ou du mm (fibre millimétrique). La plupart des fibres végétales mesurent entre 10 et 150 mm pour un diamètre de 10 à 50 μm . Les granulats, quant à eux, sont issus de la séparation post-décortication ou post-affinage, ils correspondent aux parties ligneuses de la tige (ou moelle) et leur granulométrie (millimétrique à centimétrique) dépend de la plante défibrée, du processus utilisé et de la demande des clients. La figure I.3 résume cette sémantique.

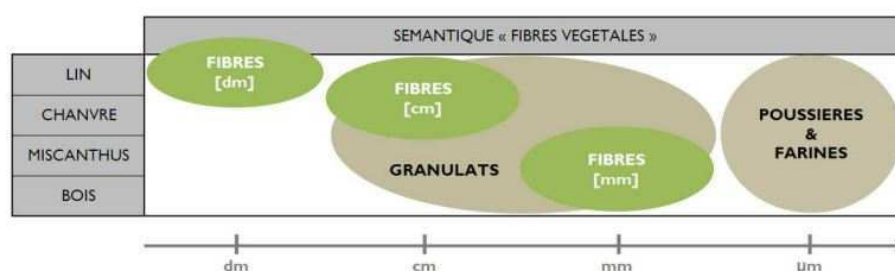


Figure I.3 – Différence entre les fibres et les granulats d'origine végétale [2].

Il est à noter que d'autres fibres végétales citées dans la littérature présentent des dimensions différentes de celles proposées par le FRD, comme les fibres de sisal (diamètre de 80 à 300 μm , Toledo Filho et al. [26]) ou les fibres de noix de coco (diamètre de 150 à 530 μm , Toledo Filho et al. [26]) par exemple. À noter aussi que les granulats végétaux peuvent

aussi provenir des processus industriels autres que la séparation post-décortication (granulats de bois provenant des déchets de l'industrie de bois ou des produits d'entretien des forêts par exemple).

Les fibres végétales sont utilisées pour leur fonction de renfort. Noyée dans une matrice, la fibre reprend les charges qui lui sont transmises par la matrice. Pacheco-Torgal et Jalali [27] indiquent que l'utilisation des fibres végétales pour remplacer les armatures en acier ou les fibres synthétiques dans la construction permet d'améliorer son bilan environnemental. L'incorporation des fibres végétales dans le béton permet ainsi d'améliorer la résistance en traction, la ductilité ou encore le comportement post fracture du béton élaboré (Amziane et Arnaud [28]). Plusieurs recherches ont été réalisées pour étudier les propriétés des bétons incorporant des fibres végétales comme renfort (ex. Al-Oraimi et Seibi [29], Ramakrishna et Sundararajan [30], Li et al. [31]). Ces études montrent que les performances des bétons renforcés par des fibres végétales dépendent de la nature des fibres et de leurs dimensions.

Les granulats végétaux sont utilisés comme charges dans le béton. Leur rôle dans cette utilisation est de modifier les propriétés des bétons, en particulier les propriétés thermiques et/ou la densité. Les fibres végétales peuvent aussi être employées pour cette fonction, mais selon l'étude de FRD [2], uniquement les granulats végétaux sont utilisés dans le béton en France.

Les granulats et fibres étudiés dans la littérature comme charges ou renforts dans le béton sont divers et variés. Les paragraphes suivants présentent une liste non exhaustive des principaux composites élaborés.

I.1.2.3 Composites à matrice cimentaire

Les composites à matrice cimentaire regroupent l'ensemble des composites constitués par des particules végétales liées par une matrice à base de ciment. Le liant peut être uniquement du ciment ou parfois associé à des additions fines. Parmi ces composites, nous pouvons citer les exemples suivants :

- Béton de pulpe de betterave (Monreal [18], Monreal et al. [32], Mboumba-Mamboundou et al. [33]) : la pulpe de betterave est un coproduit de l'industrie de l'extraction du sucre. Ce coproduit est généralement valorisé dans l'alimentation animale à faible bénéfice. Avec l'objectif de trouver d'autres voies de valorisation, la possibilité d'élaborer un béton contenant des pulpes de betterave comme charges a été étudiée. Les résultats de cette étude ont révélé deux difficultés : l'instabilité dimensionnelle due au caractère hydrophile des pulpes de betterave et le retard de prise du liant utilisé. Pour résoudre ces problèmes, différents traitements des pulpes ont été testés. Le traitement par enrobage des pulpes

avec du ciment ou de l'huile de lin permet d'élaborer un béton présentant de bonnes performances mécaniques, thermiques et hydriques.

- Béton des anas de lin (Aamr-Daya et al. [34], Khazma et al. [35], Khazma et al. [36], Khazma et al. [9], Khazma et al. [37]) : le lin est une plante à fibres annuelle, dont les fibres sont destinées à l'industrie textile et automobile. L'extraction des fibres pour ces industries génère une quantité importante de coproduits peu valorisés dont les anas de lin. Une voie de valorisation de ces coproduits est de les utiliser comme granulats dans un béton léger. Cependant, les anas de lin nécessitent un traitement de surface avant d'être incorporés dans le béton pour limiter leur pouvoir hydrophile. Plusieurs traitements ont été étudiés : enrobage avec un mélange saccharose-ciment ou huile de lin, traitement chimique avec des élastomères (PEG-co-CA par exemple) ou traitement avec un mélange pectine/polyéthylénimine. Ces traitements permettent d'améliorer les propriétés mécaniques et la stabilité dimensionnelle du béton des anas de lin, mais ils induisent une légère augmentation de sa densité et de sa conductivité thermique. Le béton ainsi obtenu peut être classé dans la catégorie des bétons isolants.

- Béton de miscanthus (Acikel [38], Le Ngoc Huyen et al. [39], [40]) : le miscanthus est utilisé comme source potentielle pour la production de bioéthanol. Cette production se base sur la saccharification enzymatique de la cellulose en sucres fermentescibles. Ce processus génère des coproduits qu'il convient de valoriser. L'incorporation de ces coproduits dans une matrice cimentaire permet d'élaborer un béton léger. Cette incorporation induit un retard de prise important et une baisse des propriétés mécaniques. L'utilisation d'un accélérateur de prise permet de diminuer le temps de début de prise et le béton ainsi élaboré présente une bonne adhérence ciment/granulats et de bonnes propriétés mécaniques.

- Béton de diss (Merzoud et Habita [41], Fertikh et al. [42], Sellami et al. [43]) : le diss (*Ampelodesmos mauritanicus*) est une plante fibreuse autrefois utilisée dans la construction (habitations anciennes de la région méditerranéenne). Cette espèce végétale, présente à l'état sauvage en quantité importante sur le pourtour méditerranéen, n'a pas de valorisation technologique considérable. Son utilisation dans un composite cimentaire a été étudiée. Sans aucun traitement, les particules de diss présentent des substances inhibitrices (sucres, pectines,...) qui retardent le phénomène d'hydratation et, par conséquent, diminuent la cohésion du matériau. Un traitement thermique par de l'eau bouillante permet de limiter cet effet retardateur. Grâce à ce traitement, les propriétés mécaniques de béton de diss ont été améliorées.

- Béton de bois (Mougel [44], Beraldo [45], Ledhem [46], Bouguerra [47], Al Rim [48], Benmalek et al. [49], Govin [50], Coatanlem et al. [51], Bederina et al. [52], Stahl et al.

[53]) : différentes essences de bois ont été explorées pour élaborer des bétons de granulats de bois : le sapin, le hêtre, le pin maritime, l'épicéa, le bambou,... Certaines de ces essences sont plus compatibles avec le ciment que d'autres. Les granulats de bois proviennent généralement de scierie et des déchets de bois. Un traitement de la surface des granulats semble nécessaire pour améliorer leur stabilité dimensionnelle et leur compatibilité avec le ciment. Pour les granulats de bois, par exemple, commercialisés par Agresta (sous le nom d'Agreslith-C), un traitement physico-chimique et thermique est réalisé. Pour augmenter les propriétés mécaniques et limiter les variations dimensionnelles des bétons de granulats de bois, certains auteurs ont modifié la matrice en y ajoutant des additions fines. Ainsi, les composites contenant des argiles ou des agrégats siliceux par exemple ont été étudiés. Grâce à ces additions, les performances du composite ainsi fabriqué ont été améliorées. Les exigences relatives aux bétons de bois préfabriqués sont fixées par les normes NF EN 15498 et NF EN 14474.

I.1.2.4 Composites à base de chaux

La matrice utilisée dans ces composites est composée d'un mélange de chaux aérienne et de chaux hydraulique dans des proportions variables. Le liant le plus utilisé dans la littérature porte le nom de Tradical PF 70. Les deux principaux composites incorporant les particules végétales dans une matrice à base de chaux sont :

- Béton de chanvre (Cérézo [4], Collet et al. [54], Samri [55], Elfordy et al. [3], Nguyen et Picandet [56], De bruijn [57], Nguyen [58], Arnaud et Gourlay [59], Walker et al. [60]) : le chanvre est une plante annuelle cultivée pour sa tige fibreuse et ses graines. Les composants de la tige sont séparés par défibrage mécanique. Les fibres sont utilisées dans le textile et la corderie, et la chènevotte est principalement utilisée comme litière pour animaux. La recherche d'autres débouchés de la chènevotte a conduit à son utilisation comme granulats dans le béton. La particularité des granulats de chanvre est qu'ils peuvent être utilisés sans aucun traitement de leur surface. Cependant, les propriétés mécaniques des bétons de chanvre sont faibles par rapport à des bétons à matrice cimentaire. Le compactage des bétons lors de leur fabrication est une solution proposée pour surmonter cette limite. Les bétons de chanvre ont été largement étudiés ces dix dernières années. Les résultats des recherches sur ces bétons ont donné naissance aux règles professionnelles de construction en chanvre (Association construire en chanvre, [61]).
- Béton de moelle de tournesol (Magniont [62], Nozahic [1], Nozahic et Amziane [63], [64]) : le tournesol est une plante largement cultivée pour ses graines riches en huile alimentaire de bonne qualité. La tige de tournesol est valorisée dans le sol pour son apport humique et minéral. L'apport minéral de la moelle est toutefois faible (Vandenbossche Marechal [65])

et sa valorisation en tant que granulats dans le béton est étudiée. La matrice utilisée dans ces études est un mélange de chaux hydraulique et de métakaolin. Un adjuvant d'origine végétale est parfois employé. Les propriétés des bétons de moelle de tournesol étudiés semblent prometteuses.

I.1.2.5 Composites avec d'autres matrices

Certains bétons végétaux élaborés à base d'un liant autre que la chaux et le ciment ont été étudiés. Afin d'améliorer la résistance à la fissuration du gypse, Boustingorry [5] a exploré l'association des fibres végétales à une matrice à base de gypse. Selon l'auteur, le matériau ainsi élaboré ne posera pas de problème de prise. La contrainte de rupture est nettement améliorée avec les fibres de peuplier et le caractère hydrophile de matériau dépend linéairement de la quantité de bois utilisée. La réification (traitement thermique consistant essentiellement en une pyrolyse contrôlée sous atmosphère inerte) du bois permet une stabilisation dimensionnelle du matériau.

El Hajj et al. [67, 66] ont élaboré un composite autolié à partir d'étoupes brutes de lin. Le principe de ce composite consiste à extraire et à recombinaer des substances internes à la fibre à l'aide d'un procédé thermique basse température par voie humide. Ces substances internes permettent d'autolier les fractions fibreuses. La liaison entre les fibres est donc assurée par un gel organique qui gaine les étoupes de lin. Les mêmes auteurs ont aussi élaboré un composite agrolé. L'agroliant est préparé et mélangé avec les anas de lin. Le mélange obtenu subit ensuite un traitement thermique. Les propriétés thermiques, mécaniques, et acoustiques de ces deux types de composites ont été étudiées. Les résultats révèlent la nécessité de trouver un compromis entre ces propriétés en réalisant une structure en multi-matériaux (sandwich par exemple).

I.1.2.6 Bilan

Les paragraphes précédents ont montré la diversité des bétons incorporant des particules végétales liées par une matrice. Ces bétons végétaux diffèrent par la nature de leurs constituants. Ces constituants nécessitent généralement des traitements pour améliorer la compatibilité entre eux et/ou leur stabilité dimensionnelle qui influencent les performances du béton. Le traitement peut concerner aussi bien la matrice que les particules végétales. Le traitement de la matrice consiste le plus souvent à ajouter un adjuvant ou des additions fines (composés pouzzolaniques). Les traitements des particules végétales sont de natures diverses. Il peut s'agir de traitements physiques (enrobage ou imprégnation des particules végétales pour limiter le transfert d'eau avec le milieu extérieur), thermiques (modification

de la structure chimique de bois par chauffage), chimiques ou parfois mixtes (combinaison de deux ou plusieurs traitements).

I.1.3 Différentes utilisations des bétons végétaux

Les bétons végétaux se caractérisent par de faibles propriétés mécaniques. Cette caractéristique limite principalement leur utilisation à des structures non porteuses, ayant pour objectif d'exploiter leur comportement thermo-acoustique ou leur légèreté. Il est toutefois nécessaire de s'assurer du caractère autoporteur des structures fabriquées par ces bétons, leur permettant de supporter leur poids propre. Les différentes utilisations sont les suivantes :

Dans les murs non porteurs et les cloisons, les bétons végétaux sont utilisés pour leur légèreté et leur performance thermique. Leur résistance mécanique est suffisante pour ce type de structure. La technique de fabrication la plus répandue est la préfabrication. La légèreté du béton végétal permet de fabriquer des blocs, briques ou parpaings de dimensions plus importantes que celles de leurs équivalents en béton traditionnel, ce qui assure une mise en place rapide et améliore la productivité. De plus, le traitement de points particuliers d'un bâtiment (tels que les angles par exemple) est facilité par le fait que les blocs puissent être sciés.

Pour des dallages sur terre plein ou des planchers d'étage, les bétons végétaux sont utilisés pour leurs performances thermiques et phoniques. Ils permettent d'assurer des séparations entre étages très confortables et plus légères que les séparations traditionnelles. On peut donc les utiliser pour les hourdis (qui jouent le rôle d'un coffrage perdu) ou en préfabrication des dallages. Le caractère clouable et vissable des éléments facilite leur mise en œuvre.

Le béton végétal est aussi utilisé pour le remplissage des parois d'une ossature en bois (technique dite de banchage). Dans cette application, il ne joue donc pas de rôle porteur et son avantage réside dans ses propriétés d'isolation thermique et phonique ainsi que dans sa légèreté. Le béton est versé généralement entre des banches en bois et compacté manuellement. On peut aussi utiliser des blocs présentant des réservations pour les ossatures.

Le béton végétal est également un matériau bien adapté pour une utilisation en réhabilitation du patrimoine. Les chapes et les dalles isolantes sur planchers existants permettent d'améliorer la résistance thermique conductive³ et donc de favoriser les économies d'éner-

³La résistance thermique conductive (en K/W) d'un élément exprime sa résistance au passage d'un flux de conduction thermique. Elle est inversement proportionnelle à la conductivité thermique.

gie. Ce type de matériaux est adapté à ce type d'application du fait de sa facilité de mise en œuvre par pompage ou simple coulage, de sa légèreté et de ses comportements acoustique et hygrothermique.

Du fait de ses bonnes capacités acoustiques, le béton végétal permet d'assurer la fonction principale des structures anti-bruits. Les éléments de ces structures peuvent être constitués d'une partie en béton végétal qui leur apporte le comportement acoustique, associée à des ossatures en béton traditionnel ou métalliques pour en assurer la résistance. L'intérêt de ces structures vis-à-vis de murs anti-bruits plus traditionnels réside dans le gain de productivité lié à l'usinabilité et à la préfabrication.

I.2 Propriétés des bétons végétaux

Comme nous l'avons signalé dans les paragraphes précédents, les bétons végétaux sont multiples et ont des utilisations diversifiées. La diversité des particules utilisées est à l'origine de la différence des propriétés de ces bétons. La méthode de formulation, le processus de fabrication et les techniques de caractérisation ne sont pas identiques d'une étude à l'autre. Cette section explore les principaux aspects de la différence des propriétés finales des bétons végétaux.

I.2.1 Formulation des bétons végétaux

Pour remplir ses fonctions d'usage, un béton végétal nécessite d'être bien formulé. L'exercice de formulation consiste à choisir les proportions de chaque constituant du béton pour que ce dernier ait des propriétés finales spécifiques. Pour les bétons végétaux, cet exercice est très complexe notamment du fait d'une maîtrise partielle des propriétés des particules végétales. Il est à noter qu'il n'existe actuellement aucune méthode définissant les caractéristiques des particules à utiliser, leur processus d'élaboration, ou le liant qui leur est le plus adapté. Cette absence quasi-totale de préconisations concernant la caractérisation des constituants d'un béton végétal est due à un manque de normes définissant les paramètres à prendre en compte lors de la formulation. Ce manque de normes résulte d'un manque d'études détaillées sur ce sujet.

Plusieurs études ont toutefois été effectuées pour identifier et comprendre l'ensemble des paramètres influant sur les propriétés finales des bétons végétaux. Cependant, la grande variété de particules végétales employées, issues de plantes variées, ne favorise pas la mise en place de règles de formulation communes à tous les bétons végétaux. Il semble donc nécessaire de définir pour chaque type de particules un niveau d'exigence à atteindre

pour permettre son utilisation pour un usage de béton spécifié. Des exemples de propriété à satisfaire par la particule végétale font l'objet de la section suivante.

I.2.1.1 Propriétés des particules végétales

Nous rappelons d'abord que le recours aux bétons végétaux se justifie par leur capacité à répondre aux préoccupations environnementales, sanitaires et sociales. Le choix d'un type de particules végétales doit respecter ces critères. Ainsi, les particules à utiliser dans le béton végétal doivent avoir les caractéristiques suivantes.

La particule végétale doit être *chimiquement inerte* vis-à-vis du liant. Elle ne doit donc pas contenir des substances pouvant mettre en cause l'hydratation et la prise du liant. On parle ainsi de la compatibilité entre le liant et la particule végétale lorsque la prise de ce liant n'est pas ou peu perturbée par la présence de cette particule (Jorge et al. [68]). Mougel [44] a étudié l'association d'une matrice cimentaire avec différentes essences de bois. Ses résultats montrent que le ciment est plus compatible avec le sapin et l'épicéa en comparaison avec le chêne, le hêtre ou le pin. Céréo [4] a rapporté qu'en associant les granulats de chanvre avec une matrice cimentaire, seule une fine épaisseur se solidifie en surface de l'éprouvette fabriquée. Le ciment et le chanvre ne sont donc pas compatibles. L'effet inhibiteur que certaines particules végétales ont sur l'hydratation du liant est dû d'une part à leur teneur en extractibles (sucres libres, les tanins), et d'autre part au comportement de végétal en milieu alcalin (Jorge et al. [68], Govin [50], Cheumani Y. et Ndikontar [69]).

La particule végétale doit en outre se caractériser par une *bonne adhérence* avec le liant. La nature des liaisons à l'interface particule végétale/liant conditionne en effet les propriétés mécaniques du béton. Merzoud et Habita [41] indiquent que l'absence d'adhérence des fibres de diss à la pâte de ciment induit une chute des modules élastiques du composite étudié. Nguyen [58] a rapporté que les propriétés mécaniques d'un béton de chanvre avec des granulats fibrés sont faibles par rapport à celles d'un béton de chanvre à granulats non fibrés. Une des raisons de cette différence est, selon l'auteur, la faible adhérence du liant aux granulats fibrés. L'adhérence entre la particule végétale et le liant peut toutefois être améliorée en traitant la surface des particules (Bederina et al. [70], Tamba et al. [71], Khazma et al. [9], Nozahic [1]).

La particule végétale doit aussi avoir une *résistance mécanique suffisante*. La résistance mécanique du béton végétal est certes conditionnée par la qualité du liant, mais le comportement après la rupture de liant dépend des caractéristiques mécaniques de la particule. Après l'endommagement de la matrice du liant, les particules végétales reprennent presque l'ensemble des sollicitations, et le comportement du béton est, à partir de ce stade, celui des particules compactées (Nguyen [58]).

Une autre caractéristique importante de la particule végétale est son **comportement hygrothermique**. La conductivité thermique de la particule végétale et son comportement vis-à-vis de l'eau (liquide ou vapeur) sont deux paramètres importants dont dépend la qualité hygrothermique (diffusion de la chaleur et de l'humidité) du béton végétal. Or l'utilisation d'un béton végétal permet d'améliorer la performance hygrothermique du bâtiment (Tran Le [72], Tran Le et al. [73]). Le comportement de la particule végétale vis-à-vis de l'eau peut aussi influencer le comportement mécanique du béton végétal. En comparant le béton de granulats de chanvre et le béton de granulats de la moelle de tournesol, Magniont [62] constate que le béton de moelle de tournesol présente des propriétés mécaniques supérieures à celles du béton de chanvre. La différence, selon l'auteur, s'explique par la différence du coefficient d'absorption des granulats. Le faible coefficient d'absorption de la moelle de tournesol permet de formuler un béton avec moins d'eau et donc une pâte moins poreuse.

Enfin il ne faut pas négliger la disponibilité des particules végétales près du lieu de leur utilisation. Minimiser la distance du transport permet en effet d'améliorer le bilan environnemental du béton végétal, mais aussi de réduire son coût de revient.

I.2.1.2 Propriétés du liant

Le choix d'un liant à mélanger avec les charges végétales est à la fois important et complexe en raison du caractère hydrophile de ces charges. Dans le cas du béton de chanvre, Bouloc et al. (cité par Nguyen [58]) rapportent que le choix du liant doit répondre aux exigences suivantes :

- Le liant choisi doit permettre un malaxage aisé des différents constituants de telle sorte à avoir un mélange homogène avec un bon enrobage des particules par le liant.
- Il doit se caractériser par de bonnes propriétés à l'état frais. Le comportement du béton frais conditionne sa mise en œuvre correcte dans la structure. Ce béton doit en fait garder son homogénéité tout au long du processus de mise en œuvre.
- Enfin, ses caractéristiques mécaniques après prise doivent être suffisantes pour assurer au béton végétal d'avoir les performances requises.

Ces trois exigences peuvent être généralisées pour tout type de particules végétales. La question de compatibilité dont nous avons parlé dans les propriétés des particules végétales est aussi à prendre en compte.

I.2.1.3 Exemples de formulations

En l'absence de règles de formulation, nous présentons quelques méthodes utilisées dans la littérature pour calculer les dosages de chaque constituant des bétons végétaux.

Mougel [44], dans son travail sur un composite bois-ciment, a choisi un ciment CPA de résistance 55 MPa comme liant. Souhaitant une masse volumique "cible" de 700 kg.m^{-3} et moyennant quelques essais de mise au point, Mougel a utilisé un rapport ciment-sur-bois (C/B) de 350 kg de ciment par m^3 de granulats secs. La quantité d'eau à introduire a été déterminée en tenant compte de l'aspect du mélange. Un apport d'eau de 400 kg par m^3 de bois sec a finalement été retenu.

Bouguerra [47] et Ledhem [46], dans leurs études d'un composite argile-ciment-bois, ont fixé le dosage en ciment à 25 % en masse du mélange bois+argile+ciment et, en faisant varier la fraction massique de bois par rapport au mélange bois-argile, ont pu étudier plusieurs mélanges. Le dosage en eau est calculé en utilisant la formule suivante, proposée par Al Rim [74] :

$$E = 0,35 \times C + 0,70 \times A + w_f \times F + k \times B \quad (\text{I.1})$$

où E , C , A , F , B sont respectivement les masses d'eau, de ciment, d'argile, de fines et de bois ; w_f et k sont respectivement des coefficients déterminant l'eau nécessaire pour le mouillage des fines ($w_f = 0,25$ pour les fines schisteuses) et les copeaux de bois. Le coefficient k tient compte de la teneur en eau initiale des copeaux et de leur teneur en eau à saturation.

Cérézo [4] a calculé théoriquement les quantités d'eau de gâchage et de pré-mouillage à introduire en fonction des quantités de liant et de particules. Puis, à partir de deux formulations dites de "référence", elle a fait varier la quantité de liant et d'eau de gâchage afin d'obtenir des mélanges variés. Trois autres formulations ont ensuite été choisies qui, selon l'auteur, répondaient à des demandes précises sur les chantiers. Enfin une composition "Enduit" contenant 51 % de liant en masse est testée.

Monreal [18] s'est basé sur les travaux de Mboumba-Mamboundou [75] pour fixer le rapport entre les masses de pulpe de betterave et de ciment à 3 (cette valeur offrant une faible densité tout en garantissant des résistances mécaniques satisfaisantes). Pour les pulpes prémouillées, l'auteur utilise un rapport massique eau-sur-ciment (E/C) de 0,3 à 0,35. Dans le cas où les granulats ne sont pas prémouillés, la masse d'eau à ajouter à la gâchée a été calculée selon :

$$E = a \times C + b \times P \quad (\text{I.2})$$

où C et P représentent respectivement la masse de ciment et de pulpe de betterave, et a et b sont des coefficients de proportionnalité. b permet notamment de calculer la quantité d'eau nécessaire pour saturer les pulpes de betterave. Ces deux coefficients dépendent du traitement appliqué aux granulats. Le tableau 1.2 résume les formulations étudiées.

Tableau 1.2 – Formulations retenues pour les composites à base de la pulpe de betterave étudiés par (Monreal [18]).

Nature du traitement	Temps de prémouillage (min)	Rapport $P_{\text{saturé}}/C$	Rapport E/C
Sans traitement	80	3	0,3
Enrobage à la chaux	5	3	0,3
Enrobage au ciment	5	3	0,3
Enrobage à l'huile de lin	120	2	0,3

Nguyen [58] s'est appuyé sur la formule recommandée par les règles professionnelles [61] pour définir le niveau dit "moyen" des rapports massiques liant-sur-granulats L/G et eau-sur-liant E/L et de la masse volumique initiale. Deux autres niveaux (faible et fort) ont été considérés. À partir de la connaissance de ces trois paramètres, les dosages des différentes compositions étudiées ont été calculés. Il a souligné que le rapport E/L est faible par rapport à ce qui est recommandé pour tenir compte de l'eau essorée par les granulats lors du compactage du béton.

Magniont [62] a fait une étude préliminaire pour définir la composition du liant (50 % métakaolin et 50 % chaux hydraulique) ainsi que la quantité et la nature des adjuvants (1 % de carbonate de glycérol et 0,25 % de monolaurate de sorbitan éthoxylé (% en masse de liant)) à utiliser pour la suite de son travail. Le dosage maximal des granulats à introduire a ensuite été déterminé pour garder le même protocole de malaxage pour tous les mélanges étudiés (32 % de chènevotte en masse de liant anhydre et 3 % de moelle de tournesol en masse de liant). Deux dosages additionnels ont été considérés pour chaque type de granulats. Le rapport E/L est fixé à 0,5 sauf pour la chènevotte, pour laquelle plus d'eau a été utilisée afin d'obtenir un mélange suffisamment frais pour enrober les granulats.

Nous pouvons conclure, à l'issue de ces exemples, que la méthode de formulation est différente d'une étude à l'autre. La majorité de ces méthodes sont empiriques, nécessitant ainsi des ajustements avec des essais préliminaires, et dépendent des objectifs de l'étude en question.

I.2.2 Fabrication et mise en œuvre des bétons végétaux

La fabrication d'un béton végétal peut différer de celle d'un béton classique en raison du comportement des particules végétales vis-à-vis de l'eau. Le manque de normes sur les processus du malaxage a induit une diversité de ceux-ci dans la littérature. Les paragraphes suivants décrivent quelques méthodes de malaxage et les techniques utilisées pour mettre en œuvre les bétons végétaux.

I.2.2.1 Malaxage des constituants des bétons végétaux

Deux questions se posent lors du malaxage des bétons végétaux : l'ordre d'introduction des constituants et l'état de saturation des particules végétales. L'avis sur ces deux éléments divergent dans la communauté scientifique.

Mougel [44] a étudié l'effet d'un pré-mouillage ou non des particules de bois sur les performances du béton les incorporant. Il conclut que la méthode la plus efficace consiste à mélanger le ciment avec la totalité de l'eau puis ajouter les particules de bois dont l'humidité est stabilisée dans les conditions ambiantes. D'autres auteurs (Bouguerra [47], Ledhem [46], Bederina et al. [76]) ont choisi d'introduire d'abord le liant (ciment et additifs), et d'ajouter progressivement les granulats saturés en eau et enfin d'ajouter l'eau progressivement aussi.

de Bruijn et al. [77] ont choisi, pour mélanger les constituants du béton de chanvre, de préparer séparément la pâte de liant et de l'ajouter aux particules de chanvre prémouillées dans un malaxeur à béton. Cérzo [4] et Nguyen [58] ont préconisé un autre protocole. Ce protocole consiste à mélanger d'abord les particules de chanvre avec une partie d'eau (dite eau de prémouillage), ensuite d'ajouter le liant et malaxer avant de verser le reste d'eau (eau de gâchage). Monreal [18] et Monreal et al. [32] ont utilisé le même principe de malaxage pour mélanger les constituants de béton de pulpes de betterave.

Nous pouvons constater à travers ces quelques exemples que les protocoles de malaxage ne sont pas identiques. Plusieurs protocoles sont testés et aucun de ces protocoles n'est préconisé.

I.2.2.2 Conditions de cure des bétons végétaux

Les conditions de conservation des éprouvettes fabriquées ne sont pas non plus unanimement définies. Certains auteurs (Bouguerra et al. [78], Benmalek et al. [49], Khazma et al. [9], Khazma 2009, Khazma et al. [35], Monreal et al. [32]) ont conservé leurs éprouvettes dans des conditions humides (humidité relative entre 90 et 95 % et température de 20 °C) avant et après le démoulage ; tandis que d'autres les ont conservées en conditions humides

pendant 24 heures (Ledhem et al. [79], Bederina et al. [70], Bederina et al. [52]) ou 7 jours (Ledhem et al. [79], Savastano Jr. et al. [80], Coatanlem et al. [51], Khazma et al. [9]) puis en conditions ambiantes (humidité relative entre 50 et 55 % et température de 20-23 °C).

I.2.2.3 Mise en œuvre des bétons végétaux

Les bétons végétaux peuvent être mis en œuvre manuellement dans un chantier. Pour construire un mur sur une ossature en bois par exemple, la technique de banchage peut être utilisée. Cette technique consiste à faire un coffrage avec des banches généralement en bois, et ensuite couler le béton par couches successives. La mise en place manuelle du béton végétal est toutefois lente et son application est conditionnée par une teneur en eau importante dans le béton. Cette quantité importante d'eau induit des temps de séchage lents pouvant atteindre plusieurs mois (Hustache et Arnaud [81]). À ces inconvénients s'ajoute la difficulté de contrôler l'homogénéité du béton tout au long du processus de mise en œuvre.

Dans un souci de gain de temps de séchage et de rapidité de fabrication, les bétons végétaux peuvent être mis en œuvre par la technique de projection sur la structure à construire (Elfordy et al. [3], Mounanga et al. [82]). Le principe de la technique est de projeter le béton sur une banche grâce à un équipement de projection (voir figure I.4). Cette technique présente l'avantage de n'ajouter que l'eau nécessaire à l'hydratation de liant, accélérant ainsi la cinétique de prise et limitant considérablement le temps de séchage (Elfordy et al. [3]). Nécessitant du matériel spécial, cette méthode de mise en œuvre est destinée à des professionnels.

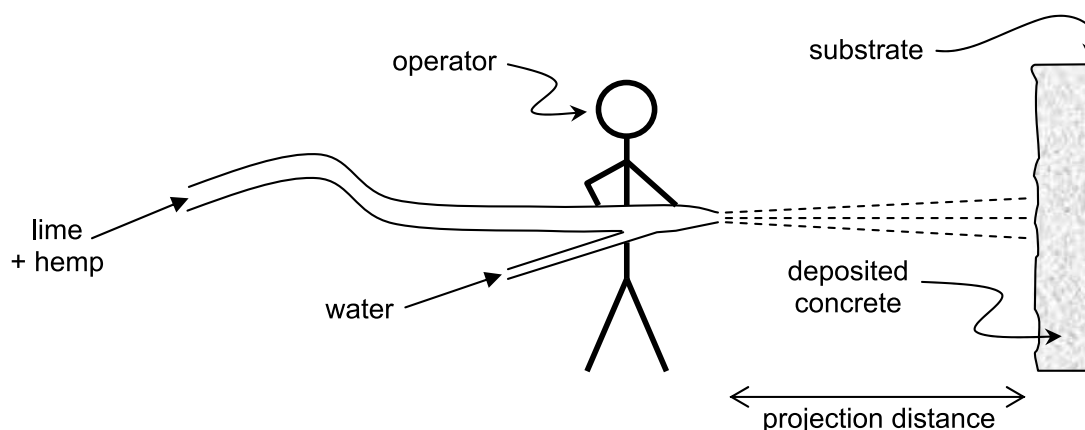


Figure I.4 – Principe de mise en œuvre d'un béton végétal par la technique de projection (Elfordy et al. [3]).

L'autre solution possible pour mettre en œuvre les bétons végétaux est la préfabrication. Il s'agit de se servir d'éléments préfabriqués en béton végétal. La préfabrication

permet une mise en place rapide et un meilleur contrôle de la qualité des éléments fabriqués (homogénéité de la fabrication et donc des propriétés des éléments fabriqués). Elle permet aussi d'éviter les composés volatils sur chantier.

I.2.3 Propriétés mécaniques, thermiques et hydriques des bétons végétaux

Dans cette section, nous faisons un bilan des différentes propriétés des bétons végétaux étudiées dans la littérature. Ces propriétés sont classées en trois catégories : mécaniques (regroupant le comportement mécanique, les résistances et les modules), thermiques (transfert de chaleur) et hydriques (comportement vis-à-vis de l'eau).

I.2.3.1 Propriétés mécaniques

L'étude du comportement mécanique des bétons végétaux est généralement effectuée à travers les propriétés suivantes : la résistance en compression, les propriétés élastiques et la résistance en flexion. Le comportement mécanique (courbes contraintes/déformations) des bétons végétaux en compression est peu décrit dans la littérature. Cérézo [4] distingue deux zones sur la courbe contraintes/déformations : zone pré-pic de contrainte et zone post-pic (voir figure I.5). La zone pré-pic commence par une partie élastique linéaire puis la courbe présente une inflexion traduisant une fissuration progressive du liant. Dans cette zone pré-pic le liant reprend la majorité du chargement. Après le pic, le liant est détérioré et les particules de chanvre reprennent le chargement. L'auteur indique que pour le béton peu dosé en liant, le pic est difficile à distinguer au jeune âge.

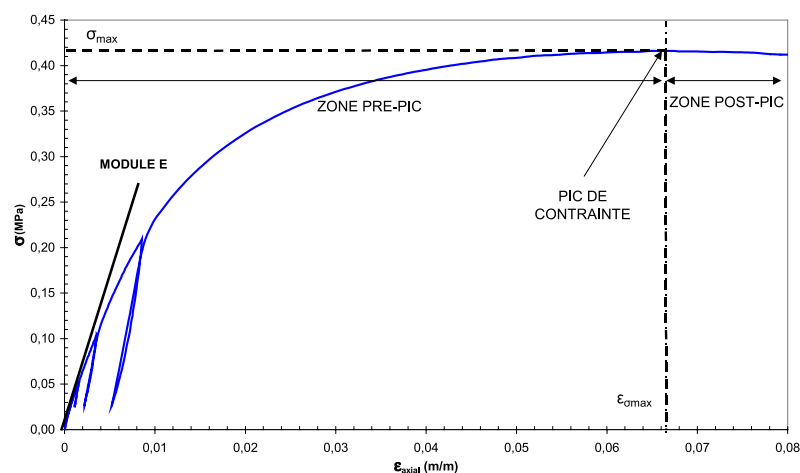


Figure I.5 – Courbe contraintes/déformations de l'essai de compression sur le béton de chanvre (Cérézo [4]).

Nguyen [58] a étudié le comportement du béton de chanvre compacté. Selon lui, le comportement est au début de l'essai homogène élastique, puis la matrice de liant s'endommage. Les contraintes sont ensuite réparties dans les particules de chanvre qui se compactent jusqu'à rupture éventuelle de l'éprouvette.

Il est rapporté par plusieurs auteurs (Bouguerra [47], Monreal [18], Mougel [44], Cheumani Yona [83]) que l'augmentation du dosage en liant conduit à des propriétés mécaniques élevées. Ce résultat s'explique par le fait que le liant est majoritairement à l'origine des propriétés mécaniques des béton végétaux. Le compactage du béton végétal lors de sa fabrication est aussi un paramètre qui permet d'augmenter ses propriétés mécaniques, comme l'a montré Cérézo [4] et Nguyen [58]. Le compactage entraîne en effet une diminution de la porosité intergranulaire du béton, améliorant ainsi ses performances mécaniques.

Le tableau I.3 illustre quelques propriétés mécaniques de certains bétons végétaux. De ce tableau, nous pouvons déduire que la résistance en compression est la propriété la plus étudiée pour les bétons végétaux. Le module de Young et la résistance en flexion nécessitent encore d'être explorés. Par ailleurs, les propriétés mécaniques des bétons végétaux sont faibles par rapport à celles d'un béton traditionnel. Boustingorry [5] a proposé une explication de cette modestie des propriétés mécaniques. L'auteur a observé que le retrait du bois pendant le séchage entraîne l'endommagement de l'interface, comme nous pouvons le voir sur la figure I.6.

Tableau I.3 – Quelques propriétés mécaniques des bétons végétaux : résistances en compression \mathcal{R}_c et en flexion \mathcal{R}_f et module de Young E .

Matériau	Densité (kg.m ⁻³)	\mathcal{R}_c (MPa)	\mathcal{R}_f (MPa)	E (MPa)	Référence
Béton de betterave	800	1,4-2,1	0,1-0,2	-	[18, 84]
Ciment-argile-bois	850-1120	8,5-12,7	1,5-5	-	[46]
Ciment-argile-bois	620-1280	3-9,5	-	-	[47]
Ciment-argile-sapin	1000-1200	4-8	-	-	[44]
Béton de chanvre	250-660	0,25-1,15	-	4-160	[4]
Béton de bois	890-1400	8-32	-	2000-8500	[83]
Anas de lin agrolé	263-570	3,6-5,8	0,12-3,9	-	[67]

I.2.3.2 Propriétés thermiques

La propriété thermique des bétons végétaux la plus étudiée dans la littérature est la conductivité thermique. Cette propriété traduit la capacité du matériau à transférer de la chaleur. La conductivité thermique s'exprime par le flux de chaleur traversant en une seconde 1 m² de surface et un mètre d'épaisseur du matériau pour un degré d'écart entre

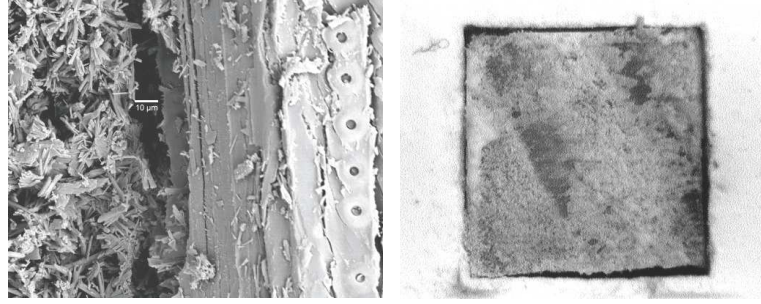


Figure I.6 – Endommagement de l'interface matrice/renfort observé par Boustingorry [5] dans un composite à matrice gypse et renfort bois.

les surfaces d'entrée et de sortie.

Les études s'accordent à dire que la conductivité d'un béton végétal diminue lorsque la quantité des particules végétales augmente et donc lorsque la densité du béton diminue (Bouguerra [47], Al Rim [48], Cérézo [4], Elfordy et al. [3] par exemple). Certains auteurs (Al Rim [48], Magniont [62], Pham et al. [6]) rapportent que cette évolution est quasi-linéaire, comme illustré sur la figure I.7. Ce comportement est dû au fait que la conductivité des particules végétales est inférieure à celle du liant. En outre, la conductivité thermique des bétons végétaux augmente en même temps que l'humidité relative du milieu ambiant, et donc de la teneur en eau du béton (Cérézo [4], Evrard [85]). Le caractère poreux (condensation de l'eau dans les pores) des particules végétales est à l'origine de ce résultat.

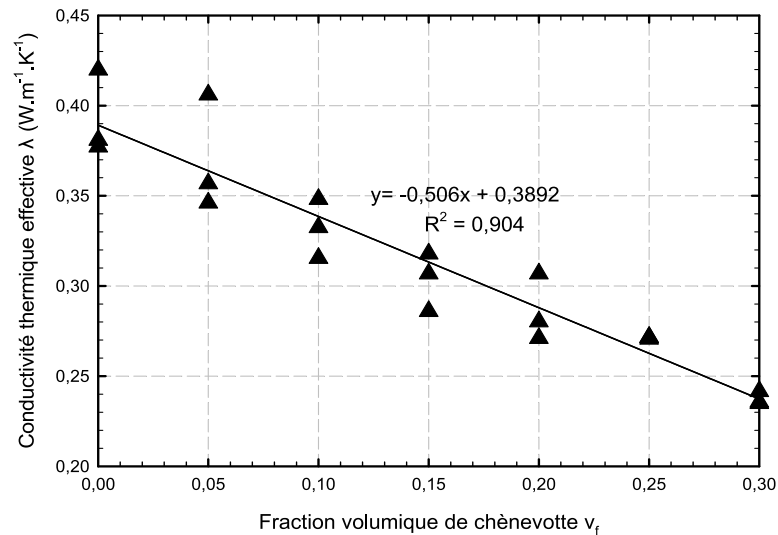


Figure I.7 – Conductivité thermique du béton de chanvre en fonction de la fraction volumique des particules de chanvre (Pham et al. [6]).

Par ailleurs, le compactage des bétons végétaux modifie le comportement thermique

de ceux-ci. Tronet et al. [7] ont rapporté que le compactage du béton de chanvre n'induit pas d'augmentation significative de sa conductivité thermique. La conductivité thermique des particules (constituant le moins isolant) est augmentée par le compactage, mais selon les auteurs, cette augmentation est compensée par la diminution de la quantité du liant (constituant le plus isolant). En revanche, sous l'effet du compactage, une anisotropie de la conductivité du béton a été observée (Nguyen [58], Tronet et al. [7]). La conductivité est environ deux fois plus faible dans la direction de compactage (direction verticale) que dans la direction perpendiculaire au compactage (direction horizontale), comme nous pouvons le voir sur la figure I.8. Cette anisotropie est associée à l'orientation préférentielle des particules végétales dans la direction horizontale. Ainsi, l'utilisation des bétons végétaux compactés doit être réalisée dans la direction de compactage pour optimiser leur potentiel d'isolation.

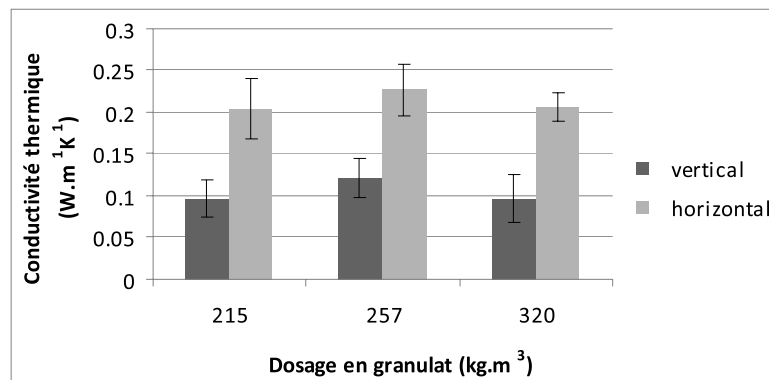


Figure I.8 – Anisotropie de la conductivité thermique du béton de chanvre compacté : la direction verticale représente la direction de compactage (Tronet et al. [7]).

En plus de la conductivité thermique, certains auteurs ont étudié la capacité thermique, la diffusivité thermique et l'effusivité thermique. La capacité thermique caractérise l'aptitude du matériau à stocker et restituer l'énergie sous forme de chaleur. Bouguerra [47] a rapporté que la capacité thermique du composite ciment-argile-bois augmente lorsque la teneur massique en bois augmente. Sa valeur dépasse $1400 \text{ J.kg}^{-1}.\text{K}^{-1}$ pour le composite sec ayant 50 % de teneur massique en bois. Evrard [85] a indiqué que la capacité thermique du béton de chanvre, tout comme sa conductivité thermique, augmente avec l'humidité relative.

La diffusivité thermique représente la vitesse de diffusion d'un flux de chaleur au sein du matériau. Plus elle est petite, plus le matériau s'échauffe ou se refroidit rapidement. Elle est proportionnelle à la conductivité thermique et inversement proportionnelle à la capacité thermique. L'effusivité thermique exprime l'aptitude du matériau à stocker ou à restituer de la chaleur. Elle croît avec la conductivité et la capacité thermique. Bouguerra

[47] a montré que la diffusivité et l'effusivité du composite ciment-argile-bois diminuent avec sa teneur en bois. Pour le béton de chanvre, Elfordy et al. [3] ont signalé que sa diffusivité et son effusivité thermique sont constantes lorsque l'humidité relative est au-dessous de 90 %.

I.2.3.3 Propriétés hydriques

Les bétons végétaux se caractérisent dans le cas général par une porosité élevée qui favorise l'isolation thermique. Cependant, ces bétons sont sensibles à l'eau en raison de cette porosité. Le caractère poreux des bétons végétaux explique leur capacité à échanger de l'humidité avec le milieu environnant. Le paramètre utilisé pour caractériser cette humidité dans les bétons végétaux est la teneur en eau. Elle est définie par la quantité d'eau contenue dans le béton rapportée à la masse de celui-ci à l'état sec. Une augmentation (respectivement diminution) de l'humidité relative de l'air environnant un béton végétal conduit à une augmentation (respectivement diminution) de la teneur en eau de celui-ci. On parle alors d'adsorption (respectivement désorption). Ces deux phénomènes sont caractérisés par la courbe d'adsorption-désorption. La figure I.9 montre deux exemples de courbes d'adsorption-désorption du béton de bois obtenues par Bouguerra et al. [8]. Ces courbes présentent une hystérésis signifiant que la relation qui lie la teneur en eau à l'humidité relative dépend du sens de l'évolution de cette dernière. La reprise d'eau par le béton de bois est faible lorsque l'humidité relative varie entre 0 et 75 %, et plus importante au delà. L'hystérésis de la courbe a été également observée sur les bétons de chanvre (Collet et al. [86], Cérézo [4]).

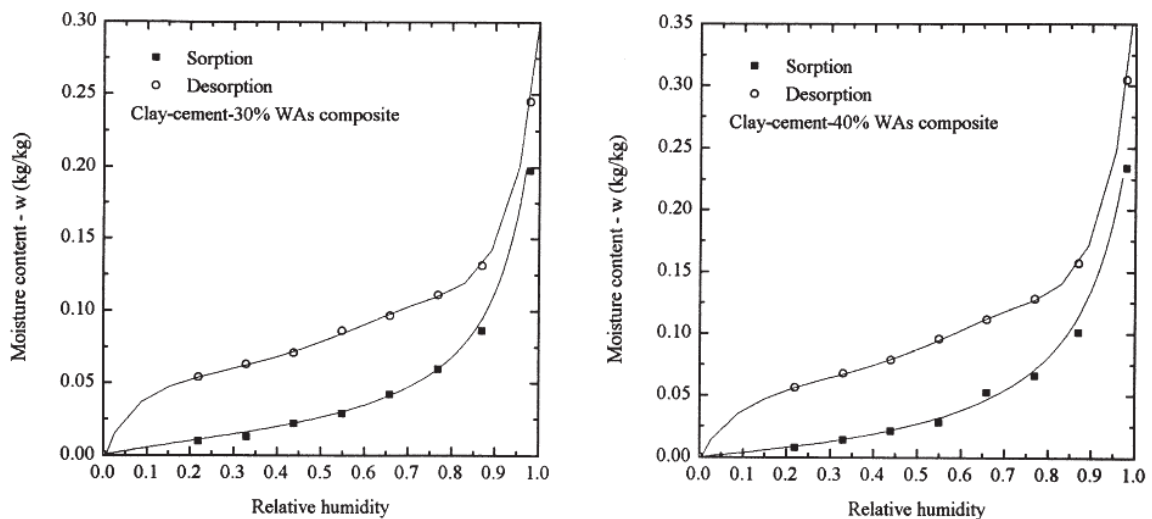


Figure I.9 – Courbes d'adsorption-désorption des composites argile-ciment-bois (adaptées de Bouguerra et al. [8]).

La sensibilité des bétons végétaux à l'humidité se traduit par des variations dimensionnelles accompagnant les variations de l'humidité relative. Ces variations dimensionnelles peuvent atteindre 10 mm.m^{-1} pour les bétons de granulats de bois (Pimienta et al. [87]). Ce phénomène de variations dimensionnelles est peu étudié dans la littérature, en particulier pour les particules autres que le bois. Or, la composition chimique des plantes lignocellulosiques (tableau I.4) montre qu'elles contiennent une quantité significative d'hémicellulose (Godin et al. [19]) qui est responsable de l'instabilité dimensionnelle des particules végétales (Nozahic [1]). Cette instabilité dimensionnelle peut induire des dégradations au niveau du revêtement posé sur un mur par exemple. Le retrait différentiel entre le béton végétal et le revêtement peut conduire à la fissuration de celui-ci ou à son décollement. L'instabilité dimensionnelle peut aussi entraîner la création de vides entre l'ossature en bois et le béton végétal utilisé comme enveloppe.

Tableau I.4 – Teneurs en cellulose, hémicelluloses et lignine de quelques plantes lignocellulosiques (adapté de Godin et al. [19]).

Plante lignocellulosique	Cellulose (kg.(100 kg ⁻¹ MS ^a))	Hémicelluloses (kg.(100 kg ⁻¹ MS))	Lignine (kg.(100 kg ⁻¹ MS))
Maïs fibre	38,0 ± 3,8	27,4 ± 1,2	7,3 ± 1,6
Miscanthus	44,0 ± 4,8	25,4 ± 2,2	20,4 ± 4,8
Sorgho fibre	42,3 ± 2,6	26,2 ± 0,6	8,0 ± 0,4
Chanvre	60,3 ± 6,2	16,8 ± 3,9	6,8 ± 3,4
Hêtre	45,4 ± 1,9	27,9 ± 6,8	23,1 ± 1,3
Peuplier	42,0 ± 2,9	22,0 ± 6,2	24,8 ± 3,8
Douglas	48,8 ± 7,6	21,1 ± 11,4	25,9 ± 2,2
Épicea	44,3 ± 4,2	26,1 ± 3,7	28,4 ± 0,7

^aMS = matière sèche.

Plusieurs auteurs (Ledhem et al. [79], Bederina et al. [52], Toledo Filho et al. [26]) rapportent que la quantité de particules végétales influence la stabilité dimensionnelle du béton végétal. Plus cette quantité est élevée, plus les variations dimensionnelles induites par une variation d'humidité sont importantes. Par ailleurs, la qualité du liant peut améliorer la stabilité dimensionnelle du béton végétal. Ledhem et al. [79], en étudiant l'effet de la proportion du ciment dans la matrice argile-ciment sur les variations dimensionnelles du béton de bois, ont montré que plus cette proportion est élevée moins le béton se déforme. Benmalek et al. [49] ont remarqué une corrélation entre les variations volumiques du béton de bois contenant des fines minérales et sa résistance mécanique. Selon les auteurs, cette corrélation montre l'influence de la rigidité de la matrice sur la stabilité dimensionnelle du béton étudié.

L'augmentation de la quantité de liant pour surmonter le problème de l'instabilité dimensionnelle n'est toutefois pas une solution avantageuse du point de vue environnemental. Plusieurs auteurs (Ledhem et al. [79], Bederina et al. [70], Khazma et al. [35], Monreal et al. [32], Nozahic [1]) ont donc proposé des traitements de particules végétales pour limiter leur sensibilité aux variations de l'humidité relative, comme déjà signalé à la section I.1.2. Khazma et al. [35] ont étudié l'effet de l'ajout de saccharose sur la stabilité du béton de lin. Le saccharose est soit ajouté directement dans la matrice, soit mélangé avec du ciment et appliqué comme revêtement des particules végétales. La figure I.10 compare les variations dimensionnelles de séchage obtenues pour ces deux processus et celles d'un béton sans ce traitement. La stabilité dimensionnelle du béton est nettement améliorée avec le traitement. En revanche, un travail reste nécessaire pour approfondir l'effet des traitements proposés sur le bilan environnemental des bétons végétaux.

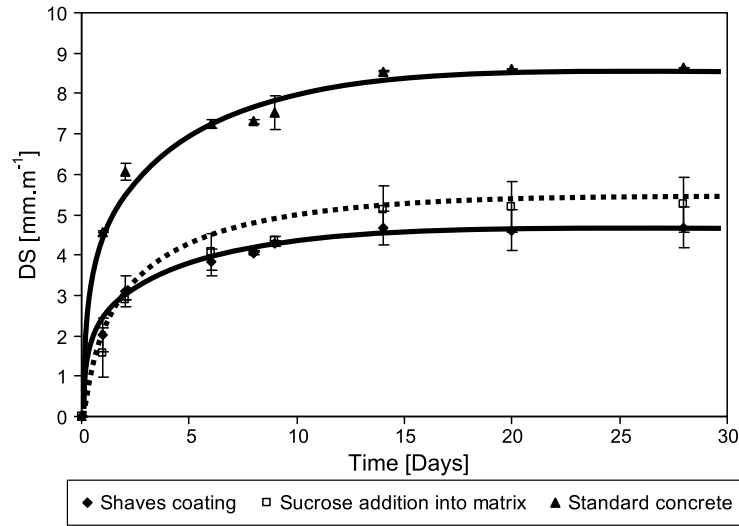


Figure I.10 – Comparaison entre les variations dimensionnelles dues au séchage pour trois bétons d'anas de lin avec et sans traitement (Khazma et al. [9]).

I.2.4 Durabilité des bétons végétaux

La durabilité d'un béton végétal peut se définir, selon Pacheco-Torgal et Jalali [27], par sa capacité à résister à la fois aux dommages internes (compatibilité entre ciment et granulat ou fibre, changement de volume,..) et externes (variation de température et d'humidité, attaque de sulfate ou de chlorure,..). En d'autres termes, la durabilité d'un béton végétal indique sa capacité à conserver ses propriétés fonctionnelles au cours du temps, sous les conditions normales d'utilisation. La durabilité est un défi pour un béton végétal constitué de matériaux généralement non compatibles. Étant donné l'absence d'études

sur la durabilité des bétons de granulats végétaux, nous ne présentons ici que des études sur la durabilité des bétons à fibres végétales.

Mohr et al. [10] ont étudié un composite de ciment renforcé par de la pâte kraft de bois de conifères soumis à 0, 1, 2, 5, 10, 15 ou 25 cycles de saturation en eau et séchage. Chaque cycle consistait en 23 heures et 30 min de saturation et 23 heures et 30 min de séchage, séparées par 30 min à l'air. Toutes les éprouvettes fabriquées ont été testées en flexion à 78 jours. Les résultats montrent une perte de résistance de 50,8-72,4 % et une chute de ténacité post-pic de 97,5-98,8 % après 25 cycles de séchage/humidification. La majorité des pertes apparaissent durant les 5 premiers cycles, comme le montre la figure I.11. Un mécanisme de dégradation progressive en trois étapes a été proposé : 1) perte d'adhérence entre les fibres et le ciment en raison du retrait de la fibre pendant le séchage, 2) formation d'hydrates dans les vides créés, et 3) fragilisation des fibres par la minéralisation des parois de leurs cellules.

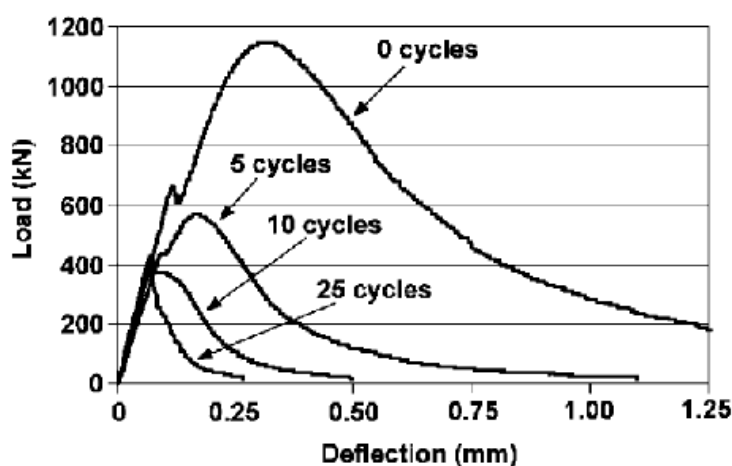


Figure I.11 – Effet de cycles saturation/séchage sur un essai en flexion réalisé sur un composite de ciment renforcé par de la pâte kraft de bois de conifères (Mohr et al. [10]).

Ghavami [11] rapporte que l'absorption d'eau par les fibres naturelles de bambou non traitées conduit à des changements importants de volume qui peuvent induire des micro voire des macro-fissures dans un composite béton-bambou. La figure I.12 illustre ce phénomène.

Dans une étude sur la durabilité des composites renforcés par les fibres de bambou, Lima et al. [12] ont montré que le traitement des fibres peut garantir leur durabilité. La figure I.13 présente les variations de la résistance en traction de leurs composites, induites par une succession de cycles de mouillage/séchage. Les faibles variations observées cycle après cycle confirment la durabilité de ces composites.

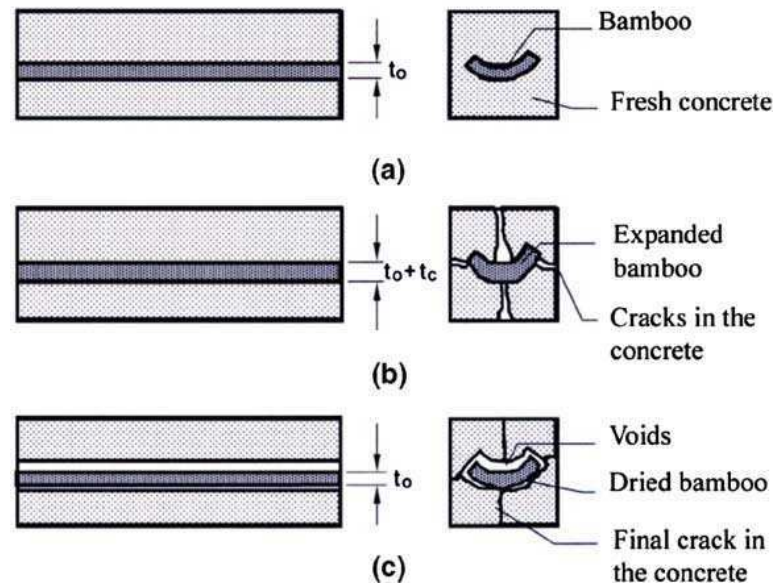


Figure I.12 – Fissuration d'un composite béton-bambou induite par l'absorption d'eau par les fibres de bambou : (a) béton frais, (b) béton en cours de durcissement et (c) béton durci (Ghavami [11]).

Gram [88] indique que des fibres naturelles plongées dans un ciment Portland (environnement très alcalin) se dégradent à la suite d'une dissolution de la phase de lignine et d'hémicellulose. Cette dégradation peut s'expliquer par la cristallisation de chaux dans les pores des fibres. Toledo Filho et al. [89] ont montré que la carbonatation de la matrice dans un environnement riche en CO_2 , l'immersion de fibres faites en « slurried silica fume » avant leur incorporation dans la matrice cimentaire, ou le traitement de la matrice avec de la fumée de silice non densifiée, permettent de ralentir la perte de résistance et la fragilisation des composites et donc d'accroître leur durabilité. Dans une autre étude, Toledo Filho et al. [13] proposent de remplacer le ciment Portland par de l'argile calcinée afin de produire une matrice ne contenant pas d'hydroxyde de calcium. Cette proposition semble être une alternative prometteuse pour améliorer la durabilité de composites fibre de sisal-ciment au cours du temps (figure I.14).

L'utilisation des particules végétales naturelles dans une matrice cimentaire peut donc induire des dommages internes (dégradation de l'interface particule végétale/ciment, fissuration de la matrice,...) et/ou externes (altération des propriétés mécaniques,...). Les mécanismes de dégradation ne sont pas forcément compris. Un traitement des particules végétales et/ou une modification de la matrice semble nécessaire pour remédier à ce problème.

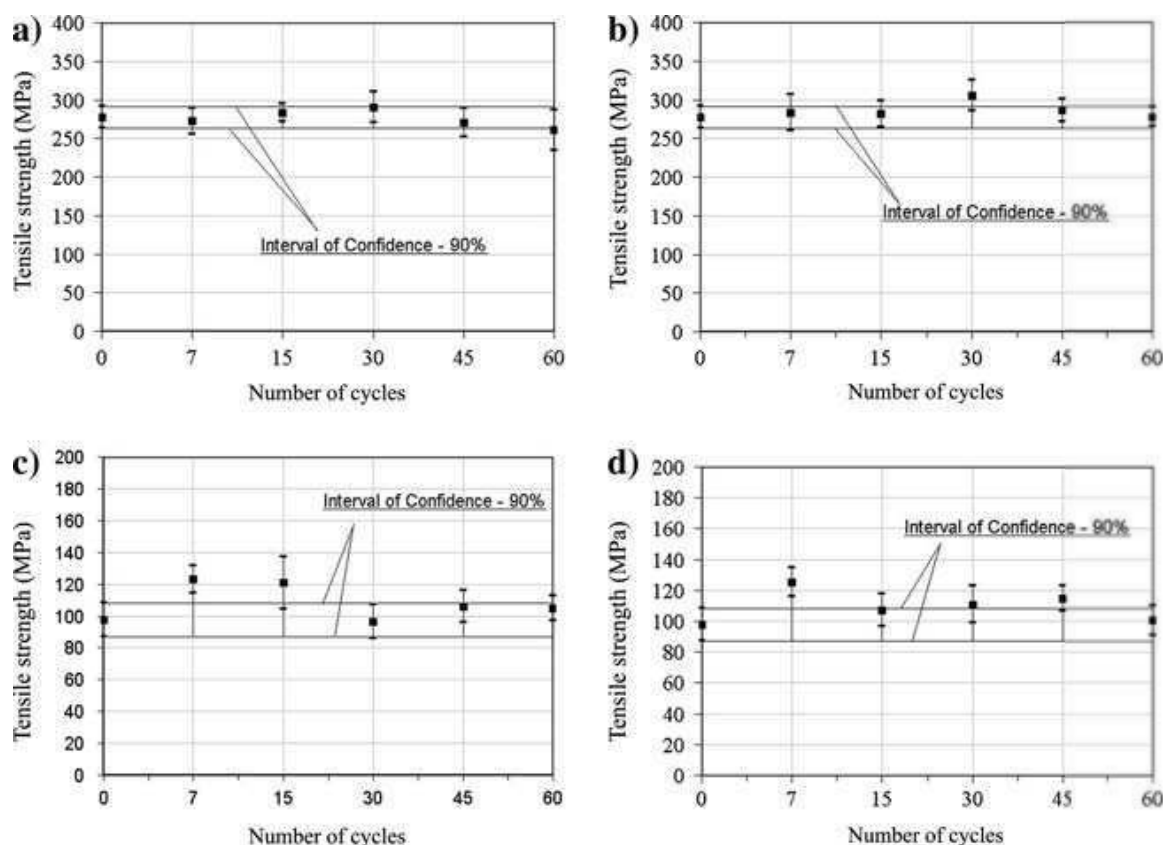


Figure I.13 – Variation de la résistance en traction des composites du béton renforcé par des fibres de bambou en fonction du nombre de cycles de mouillage/séchage : (a) bambou sans nœuds immergé dans une solution d’hydroxyde de calcium, (b) bambou sans nœuds immergé dans l’eau du robinet, (c) bambou avec nœuds immergé dans une solution d’hydroxyde de calcium et (d) bambou avec nœuds immergé dans l’eau du robinet (Lima et al. [12]).

I.3 Limitations et freins au développement des bétons végétaux et perspectives de travail

Malgré l’intérêt environnemental et social des bétons végétaux, leur utilisation dans la construction reste limitée. Leur développement se poursuit mais à une vitesse faible. La première origine de cette limitation relève du fait que ces matériaux soient relativement nouveaux et complexes. Le manque de normes et de règles d’utilisation freine donc leur application de façon plus répandue. À cela s’ajoute l’insuffisance de connaissances scientifiques sur leurs caractéristiques. Les paragraphes suivants décrivent quelques obstacles au développement des bétons végétaux.

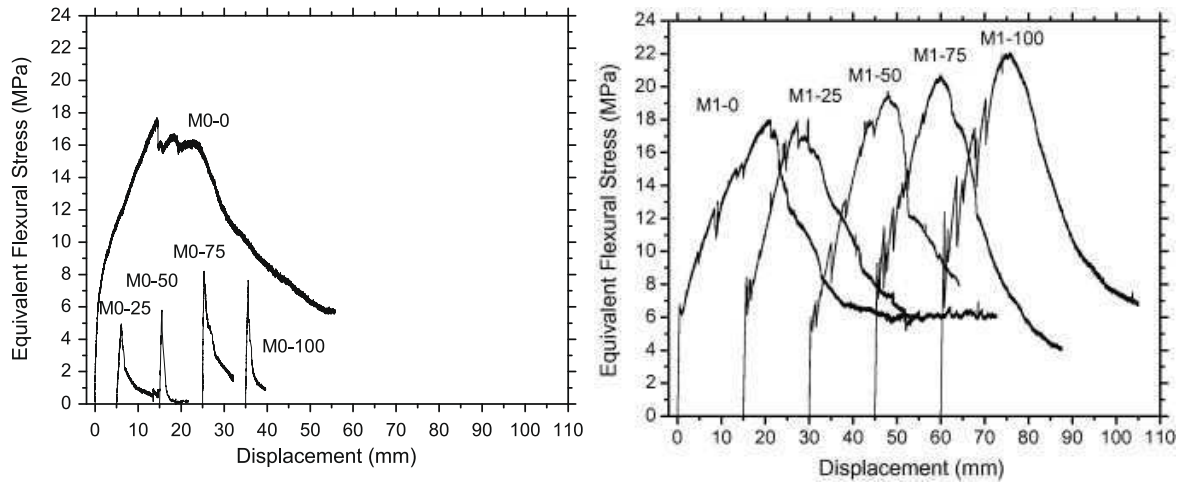


Figure I.14 – Essais de flexion sur des composites fibre de sisal-ciment vieillis et non vieillis, élaborés avec du ciment Portland (à gauche) et avec de l’argile calcinée (à droite) (Toledo Filho et al. [13]).

I.3.1 Problèmes techniques et normatifs

La première difficulté de l’utilisation des bétons végétaux, matériaux nouveaux en général, est liée au manque de normes et de règles de mise en œuvre de ces matériaux. Ces normes et règles permettent de garantir les propriétés minimales requises. Pour qu’un matériau de construction soit reconnu par l’ensemble des partenaires de chantier, le détail des performances de ce matériau, les règles de conception et celles de mise en œuvre dans une structure doivent être bien définies (Forêt Cellulose Bois-construction Ameublement (FCBA) [90]). L’absence de l’un de ces trois éléments constitue une difficulté pour son utilisation. Dans ce type de difficulté, nous pouvons inclure les points suivants.

I.3.1.1 Difficultés liées à la mise en œuvre

Comme nous l’avons signalé à la section I.2.2, plusieurs études ont montré la nécessité d’utiliser les particules végétales saturées en eau ou d’ajouter, en plus de l’eau nécessaire à l’hydratation du liant, une partie d’eau supplémentaire permettant le pré-mouillage des particules, en particulier lorsque la mise en place est effectuée manuellement. Cette eau de saturation ou de prémouillage des particules est majoritairement destinée à être évaporée. Les temps de séchage des bétons végétaux sont donc plus longs par rapport au béton traditionnel. La technique de projection permet de réduire ce temps de séchage, comme nous l’avons déjà évoqué, mais elle n’est accessible que par les utilisateurs professionnels.

En outre, la mise en place de ces nouveaux bétons étant différente de celle utilisée pour le béton traditionnel, elle nécessite donc une main d’œuvre qualifiée et formée aux particularités de ces bétons. Or, la qualité de mise en œuvre conditionne les performances

fonctionnelles des bétons végétaux. Le manque actuel de main d'œuvre qualifiée empêche une utilisation plus généralisée de ces matériaux. Le béton de chanvre est le seul béton végétal à faire l'objet de règles professionnelles de mise en œuvre. Des efforts pour généraliser ces règles sont donc nécessaires.

I.3.1.2 Difficultés liées à la variabilité des constituants

Les propriétés des bétons végétaux dépendent fortement des propriétés des particules végétales utilisées. Cette variabilité s'explique par la différence de propriétés d'une espèce végétale à l'autre, mais aussi de la variabilité au sein d'une même espèce. La mise en place de règles d'utilisation ou de normes nécessiterait donc de caractériser tous les types de particules susceptibles d'être utilisées. Pour le moment, tous ces types de particules ne sont pas entièrement maîtrisés.

I.3.1.3 Difficultés liées à la certification (CSTB [91])

Pour les procédés de construction reconnus non traditionnels comme dans le cas des bétons végétaux, l'obtention d'une évaluation ou d'une certification leur ouvre la voie vers l'assurabilité. Ce système avec ses contraintes est toutefois à l'origine des barrières pour les petites et moyennes entreprises ayant des capacités techniques et financières réduites. Ainsi, en plus de contraintes financières et humaines limitant les innovations de ces entreprises en raison de leur taille, leurs innovations peinent à être mise en conformité aux exigences des différentes réglementations.

Une autre contrainte rencontrée par les entreprises de la filière des bétons végétaux consiste en des délais très longs des procédures d'évaluation. Ces délais ne sont généralement pas compatibles avec les activités de ses entreprises. Innover et fabriquer un nouveau matériau pour une utilisation donnée devient par conséquent de plus en plus complexe pour ces entreprises de la filière. Cette difficulté s'ajoute donc aux freins au développement des bétons végétaux.

I.3.2 Besoins scientifiques

Outre les difficultés techniques, les bétons végétaux sont confrontés à un autre type d'obstacles. Il s'agit d'un manque de connaissances scientifiques complètes de ces matériaux. Le FCBA [90] a réalisé un inventaire des freins à la prescription des matériaux biosourcés dans la construction. Les bétons végétaux figurent parmi les matériaux listés dans cet inventaire. Les besoins scientifiques identifiés sont regroupés dans les paragraphes suivants.

I.3.2.1 Caractérisation de la matière première

Nous l'avons déjà signalé, les caractéristiques des particules végétales influencent les propriétés fonctionnelles des bétons les incorporant. Il convient donc d'étudier l'effet de la nature des particules et de leur granulométrie (géométrie et dimensions) sur ces propriétés fonctionnelles. Cette étude nécessite de mettre en place un contrôle de qualité par rapport aux résultats obtenus. Arnaud et Gourlay [59] ont étudié expérimentalement l'effet de quelques paramètres sur les propriétés mécaniques du béton de chanvre. La taille des particules est l'un des paramètres étudiés. Les résultats montrent que les particules de petite taille (environ 3 mm de longueur) conduisent à une porosité réduite et en conséquence à un processus de durcissement amélioré. Des recherches similaires portant sur d'autres types de particules végétales et explorant d'autres propriétés finales des bétons végétaux semblent donc nécessaires.

I.3.2.2 Caractérisation thermique et mécanique des bétons végétaux

Les comportements thermique et mécanique des bétons végétaux ont fait l'objet de plusieurs études, comme nous l'avons signalé à la section I.2.3. Cependant, la caractérisation complète de ces comportements est encore indisponible pour la majorité des bétons végétaux. Du point de vue thermique, il est nécessaire d'explorer comment la conductivité thermique évolue en fonction de la température et de l'humidité relative du milieu extérieur. La connaissance de cette évolution permet en effet d'optimiser l'utilisation de ces bétons. L'évaluation de la capacité thermique, de l'effusivité et de la diffusivité des bétons végétaux est aussi un besoin de caractérisation thermique.

Du point de vue mécanique, la description du comportement des bétons végétaux en compression (relation entre les contraintes et les déformations) n'est effectuée actuellement que par peu d'études. En outre, les propriétés en flexion (résistance et module d'élasticité), la résistance aux charges ponctuelles ainsi que la résistance en traction sont jusqu'à ce jour très peu maîtrisées. Il est à noter que la plupart des essais sont réalisés dans la direction de mise en œuvre (Nozahic [1]). L'étude de l'effet de la direction de chargement sur les propriétés mesurées n'est pas moins intéressante.

Le manque en terme de caractérisation thermique et mécanique des bétons végétaux se traduit aussi en terme de modélisation. Les modèles de prédiction des propriétés fonctionnelles des bétons végétaux sont très peu nombreux, en particulier pour le comportement mécanique. Une des raisons de cette absence de travaux de modélisation peut être la complexité de ces matériaux et la non maîtrise des paramètres influant sur leur comportement. Des efforts restent donc à faire pour surmonter cet obstacle.

I.3.2.3 Durabilité et comportement à l'eau

Les études concernant la durabilité (dans le sens de pérennité dans le temps) des bétons végétaux incorporant des particules végétales comme charge sont quasi-absentes, comme nous l'avons déjà signalé auparavant. Des recherches visant à apporter des connaissances scientifiques sur ce sujet doivent donc être encouragées et financées. Parmi les sujets nécessitant des réponses, nous pouvons citer l'évaluation de la résistance des bétons végétaux face aux risques fongiques et aux insectes dans les conditions réelles de l'emploi, la résistance aux cycles gel/dégel ou encore la tenue du béton face aux variations de l'humidité.

Le comportement des bétons végétaux vis-à-vis de l'eau est un sujet important qui nécessite d'être approfondi. Ainsi, la stabilité dimensionnelle du béton dans des conditions de température et d'humidité spécifiées doit être clarifiée. Cette stabilité dimensionnelle est en fait à prendre en compte car elle conditionne la durabilité d'un assemblage bois/béton végétal par exemple. La différence des variations dimensionnelles de ces deux matériaux induites par une variation d'humidité peut être source des dégradations de la structure. Par ailleurs, il convient d'étudier les modes d'absorption d'eau (par immersion et/ou par diffusion) et d'établir les courbes de sorption/désorption des bétons végétaux.

I.3.3 Objectifs et démarche adoptée

Au regard de ces freins et obstacles des bétons végétaux, l'objectif général de ce travail est de contribuer à l'étude des bétons végétaux pour apporter des connaissances sur leur comportement. Nous nous intéressons plus particulièrement aux bétons de granulats de bois. Le béton de granulats de bois que nous nous proposons d'étudier correspond à un matériau composite à matrice cimentaire et à charge végétale sous forme granulaire (granulats de bois). L'étude de ce matériau comporte les axes de recherche suivants.

La première orientation de ce travail est d'optimiser la formulation du béton de granulats de bois vis-à-vis des propriétés d'usages requises pour une utilisation dans le bâtiment. L'objectif de cet axe de recherche est de mieux quantifier l'effet des paramètres de la formulation et les paramètres microstructuraux sur les propriétés mécaniques, thermiques et hydromécaniques du béton. L'identification des paramètres ayant une influence majeure sur ces propriétés permettrait de proposer quelques règles de formulation, visant à trouver un compromis entre celles qui évoluent dans des sens inverses, et donc d'optimiser les performances du béton.

La deuxième orientation de ce travail est d'identifier et évaluer les effets des sollicitations environnementales (cycles séchage/humidification) sur les performances du béton de granulats de bois. Le but de cette partie est de lier la perte des performances aux caractéristiques microstructurales du matériau. Nous cherchons en particulier à appré-

hender les incompatibilités à l'échelle locale des déformations induites par les variations hydriques sur les constituants (interface ciment/granulats) et ses effets sur les propriétés macroscopiques.

Afin d'atteindre ces objectifs, nous avons choisi de combiner l'expérience et la modélisation dans ce travail. Les essais expérimentaux permettront de cerner les phénomènes à approfondir et de constituer une base de données pour les modèles à développer. Les techniques expérimentales envisagées regroupent des méthodes classiques (compression simple, méthode du fil chaud) et d'autres plus originales pour ce type de matériaux (imagerie et corrélation d'images). La modélisation, quant à elle, sera basée sur des analyses multi-échelles (micromécanique) dans le but de proposer des outils prédictifs du comportement du béton de granulats de bois en fonction des propriétés de ses constituants.

Chapitre II

Matériaux et méthodes de caractérisation expérimentale et théorique

Sommaire

II.1 Constituants des bétons de granulats de bois	43
II.1.1 Ciment	43
II.1.2 Granulats de bois	43
II.2 Élaboration des bétons de granulats de bois	45
II.2.1 Formulations théoriques	45
II.2.2 Fabrication des échantillons	47
II.2.2.1 Protocole de malaxage	47
II.2.2.2 Mise en œuvre et conservation des éprouvettes	47
II.2.3 Propriétés des échantillons fabriqués	49
II.2.3.1 Densités mesurées	49
II.2.3.2 Fractions volumiques	51
II.3 Méthodes de caractérisation expérimentale des bétons de granulats de bois	52
II.3.1 Comportement thermique	52
II.3.2 Comportement mécanique	52
II.3.2.1 Protocole d'essai	52
II.3.2.2 Corrélation d'images numériques 2D [14, 93]	54

II.3.2.3	Logiciel utilisé pour la CIN (CMV)	57
II.3.3	Comportement hydromécanique	57
II.4	Outils de modélisation pour l'estimation des propriétés thermiques et mécaniques	58
II.4.1	Principe de la modélisation micromécanique	59
II.4.1.1	Définition du VER	59
II.4.1.2	Localisation	60
II.4.1.3	Homogénéisation	62
II.4.1.4	Extension au comportement thermique	63
II.4.2	Méthodes classiques d'estimation	63
II.4.2.1	Schéma des distributions diluées (modèle d'Eshelby)	64
II.4.2.2	Schéma différentiel	66
II.4.2.3	Schéma de Mori-Tanaka	67
II.4.2.4	Schéma autocohérent	68
II.5	Conclusion	69

Le présent chapitre est consacré à la description des matériaux qui constituent le béton de granulats de bois, à la méthode adoptée pour son élaboration, ainsi qu'aux méthodes expérimentales et théoriques utilisées pour sa caractérisation.

II.1 Constituants des bétons de granulats de bois

Le béton de granulats de bois est un matériau composé de granulats de bois liés par une matrice cimentaire. Les caractéristiques de ces deux principaux constituants est l'objet de cette section.

II.1.1 Ciment

Le ciment utilisé dans cette étude est un ciment CPA-CEM II/B-LL 32,5. Selon le fournisseur (Lafarge), ce ciment est constitué de 72 % de clinker et de 28 % de calcaire. La composition minéralogique de ce ciment, déterminée par la diffractométrie de rayons X, est donnée au tableau II.1. Ce tableau montre que le ciment contient 29 % de calcite, ce qui est cohérent avec la composition fournie par Lafarge.

Tableau II.1 – Composition minéralogique du ciment utilisé, obtenue par diffractométrie de rayons X réalisée à l'École des Mines de Douai par D. Damidot et D. Bétrancourt.

Minéral	C ₃ S	C ₂ S beta	C ₃ A cubic	C ₄ AF	Calcite	Gypsum	Quartz
Pourcentage massique (%)	56,67	2,44	2,55	4,94	29,07	3,53	0,80

II.1.2 Granulats de bois

Les granulats utilisés dans le cadre de ce travail sont des copeaux de bois. Ces copeaux de bois sont commercialisés par Agresta Technologies sous la dénomination Agreslith-C. Ils sont essentiellement issus de troncs d'épicéa. Ils se caractérisent par une granulométrie (dimension caractéristique de la section des granulats) allant de 4 à 10 mm et une longueur de 20 mm environ. Dans l'objectif d'améliorer leur stabilité dimensionnelle, les granulats ont subi des traitements thermique et physico-chimique consistant à substituer une solution alcaline minéralisante à l'eau libre des particules de bois et à une partie de l'eau liée. Lakehal [92] a en effet montré que le traitement subi par les granulats traités imbibés dans l'eau diminue leur taux d'absorption (130 % au lieu de 240 % pour les granulats non traités).

La teneur en eau à la livraison des granulats a été mesurée. La mesure consiste à sécher une masse m^h de granulats dans un four à 103 °C pendant 48 heures. À la sortie du four, la masse m^s des granulats à l'état sec a été mesurée. La teneur en eau w^{livr} est donnée par :

$$w^{\text{livr}} = \frac{m^h - m^s}{m^s}. \quad (\text{II.1})$$

La valeur mesurée est ainsi : $w^{\text{livr}} = 68,7 \%$. Cette valeur est en accord avec celle fournie par Agresta qui est de 70 % environ.

La masse volumique absolue des granulats représente la masse par unité de volume du bois les constituant. Cette grandeur est difficile à mesurer compte tenu de la forme des granulats. La méthode de l'éprouvette graduée en permet une estimation. Cette méthode consiste à remplir une éprouvette graduée avec un volume d'eau V^i , y introduire une masse m de granulats, et ensuite relever le volume V^f immédiatement après introduction des granulats. La masse volumique absolue ρ^{abs} est alors déterminée grâce à l'équation suivante :

$$\rho^{\text{abs}} = \frac{m}{V^f - V^i}. \quad (\text{II.2})$$

Le temps court de la mesure ainsi que l'état de saturation des granulats permettent de considérer que ceux-ci n'absorbent pas d'eau lors de la mesure. Le tableau II.2 résume les résultats obtenus. Les valeurs mesurées sont légèrement inférieures à celles fournies par Agresta. Cette différence peut être expliquée par les méthodes de mesure utilisées qui mettent en jeu de faibles quantités de matière.

Tableau II.2 – *Masses volumiques apparente et absolue des granulats de bois (en g.cm^{-3}). La moyenne et le coefficient de variation CV des valeurs mesurées sont calculés sur la base de trois mesures.*

Grandeur	Valeur mesurée		Valeur fournie par Agresta
	Moyenne	CV (%)	
Masse volumique apparente (sans compactage)	0,20	3,1	0,22-0,23
Masse volumique apparente (compactage manuel)	0,25	2,0	-
Masse volumique absolue	0,66	7,7	0,69-0,70

La masse volumique apparente, définie par la masse des granulats divisée par le volume apparent qu'ils occupent, a été mesurée sur un cube de 10 cm de coté. Ce cube est rempli d'une quantité de granulats et ensuite pesé. Deux types de remplissages donnant lieu à deux masses volumiques différentes ont été effectués : un remplissage où les granulats sont déversés dans le cube sans aucun tassement ; et un deuxième remplissage avec cette fois-ci

un compactage manuel des granulats. Les résultats sont présentés dans le tableau II.2 et montrent que la masse volumique apparente que nous avons mesurée sans compacter les granulats est légèrement inférieure à celle fournie par Agresta en raison probablement des faibles quantités mises en jeu dans nos mesures.

La compacité des granulats de bois, définie par le volume absolu des granulats rapporté au volume apparent qu'ils occupent, est estimée à partir des valeurs mesurées de leurs masses volumiques apparente et absolue (voir tableau II.2). En divisant la masse volumique apparente par la masse volumique absolue, nous trouvons une compacité de 30 % pour les granulats sans compactage et de 38 % pour les granulats avec compactage manuel. En utilisant les données fournies par le fabricant, nous obtenons une compacité variant de 31 % à 33 %. Ces résultats dispersés montrent que ce paramètre est difficile à maîtriser.

II.2 Élaboration des bétons de granulats de bois

Dans cette section, nous présentons la méthodologie choisie pour formuler et fabriquer des échantillons de béton de granulats de bois. Quelques propriétés de ce béton, déterminées après la fabrication des échantillons, y sont aussi présentées.

II.2.1 Formulations théoriques

Comme nous l'avons vu au chapitre I, aucune méthode de formulation n'a été préconisée pour les bétons végétaux. Nous proposons donc ici une méthode simple de formulation. Le principe de cette méthode est d'utiliser les granulats de bois à leur compacité maximale. En d'autres termes, la quantité de granulats dans le béton étudié est considérée égale au maximum de granulats que l'on peut introduire sans avoir besoin de machine de compactage. Ce principe intègre l'hypothèse selon laquelle le liant ne modifie pas la compacité des granulats, hypothèse valable uniquement dans le cas de faibles quantités de liant. Nous nous limitons donc, dans ce travail, à l'étude des bétons avec des dosages en liant permettant d'avoir un matériau poreux ; c'est à dire lorsque la quantité de liant n'est pas suffisante pour remplir la porosité intergranulaire. Le volume d'un échantillon de béton est donc défini par le volume apparent de son squelette granulaire.

Nous considérons un volume V_b de béton de granulats de bois. Ce volume est composé d'un volume V_g de granulats, d'un volume V_{pdc} de pâte de ciment, et d'un volume V_p des pores inter-granulaires. Le volume absolu V_g des granulats est le produit du volume total

apparent V_b et de la compacité C_g des granulats :

$$V_g = V_b C_g. \quad (\text{II.3})$$

La masse B des granulats est donc :

$$B = \rho^{abs} V_b C_g. \quad (\text{II.4})$$

Le volume V_{pdc} de la pâte de ciment est égal à la somme du volume V_c de ciment en poudre et de celui V_e de l'eau de gâchage :

$$V_{pdc} = V_c + V_e = \frac{C}{\rho_c} + \frac{E}{\rho_e}, \quad (\text{II.5})$$

avec :

- C la masse de ciment, donnée par le produit de la masse des granulats et du rapport Ciment/Bois (C/B) :

$$C = B \times C/B.$$

- ρ_c et ρ_e les masses volumiques du ciment et de l'eau, respectivement.
- E la masse d'eau, donnée par le produit de la masse de ciment et du rapport Eau/Ciment (E/C) :

$$E = C \times E/C.$$

Le volume V_p occupé par les pores entre les granulats (porosité intergranulaire) est égal au volume des vides entre les particules du squelette granulaire diminué du volume V_{pdc} de la pâte de ciment :

$$V_p = V_b(1 - C_g) - V_{pdc}. \quad (\text{II.6})$$

Comme nous l'avons montré dans la section [II.1.2](#), la compacité des granulats de bois est difficile à mesurer avec précision. Nous avons donc considéré une compacité théorique de $C_g = 38 \%$. Cette valeur sera discutée *a posteriori* dans la section [II.2.3.1](#). Le rapport E/C est fixé à 0,5 pour toutes les formulations étudiées. Afin d'étudier l'effet de la microstructure sur les performances du béton de granulats de bois, nous avons choisi quatre rapports Ciment/Bois : $(C/B) = 1, 25, 1,75, 2,25$ et $2,75$. Les masses volumiques absolues du ciment et de l'eau sont prises égales à $3,1$ et 1 g.cm^{-3} , respectivement. Le tableau [II.3](#) résume les dosages calculés pour chaque constituant. Les fractions volumiques peuvent être calculées à partir de ces dosages. Elles seront évaluées après une calibration de la compacité à partir des densités réelles des bétons fabriqués (cf. section [II.2.3.2](#)).

Tableau II.3 – Dosages calculés pour les quatre formulations étudiées avec une compacité des granulats de bois de $C_g = 38 \%$.

	Rapport Ciment/Bois (C/B)	1,25	1,75	2,25	2,75
Dosage (kg.m^{-3})	Granulats de bois	249	249	249	249
	Ciment	312	436	561	686
	Eau	156	218	280	343

II.2.2 Fabrication des échantillons

II.2.2.1 Protocole de malaxage

Nous avons utilisé un malaxeur standard d'une capacité de 20 litres pour préparer le béton. Le choix du protocole de malaxage est basé sur quelques essais préliminaires que nous avons réalisés dans l'objectif d'identifier les paramètres influant sur le comportement de notre matériau. En premier lieu, nous avons testé le protocole de malaxage utilisé par Cérézo [4] et Nguyen [58] dans leurs travaux, et qui consiste à mélanger en premier les granulats et l'eau nécessaire à leur pré-mouillage. En faisant ainsi, nous avons observé des bulles d'air très importantes pendant le malaxage, un phénomène de ressuage (dans le sens où une quantité d'eau est restée dans le fond du malaxeur après avoir coulé le béton) et des fuites d'eau au niveau des interfaces inférieures des moules. En raison de ce dernier phénomène, un problème de ségrégation sur l'ensemble des éprouvettes fabriquées a été constaté. Une explication possible de ces difficultés rencontrées peut être la teneur initiale en eau des granulats ($w^{\text{livr}} = 68,7 \%$) et/ou l'essorage de ceux-ci suite au malaxage. À l'issue de ces résultats, ce protocole a été abandonné.

D'autres essais nous ont conduit à choisir le protocole présenté dans le tableau II.4. La durée totale de malaxage était de 7 minutes et la vitesse du malaxeur était de 60 tours par minute. Ce protocole nous a permis de fabriquer des bétons homogènes avec des granulats bien enrobés. Dans l'étape 1 du processus de malaxage (voir tableau II.4), la quantité des matériaux était faible par rapport à la capacité du malaxeur, d'où la nécessité d'intervenir en arrêtant le malaxeur pour assurer un bon malaxage de la pâte de ciment. Cette intervention explique le malaxage en trois fois dans cette étape. Quant à l'étape 4, le matériau forme un bloc sur la paroi du malaxeur, en particulier pour les formulations avec une faible teneur en ciment. Là aussi, une intervention manuelle a été nécessaire.

II.2.2.2 Mise en œuvre et conservation des éprouvettes

Pour étudier les propriétés des bétons de granulats de bois, nous avons préparé deux types d'éprouvettes : la première catégorie d'éprouvettes sont des cubes de dimensions de $7 \times 7 \times 7 \text{ cm}^3$ environ. Cette catégorie est destinée à l'étude des propriétés mécaniques

Tableau II.4 – Protocole de malaxage du béton de granulats de bois.

Étape	Matériaux introduits	Durée de malaxage
1	Ciment et eau	30 secondes puis 30 secondes puis 1 minute
2	1 ^{er} tiers de granulats	30 secondes
3	2 ^e tiers de granulats	30 secondes
4	3 ^e tiers de granulats	1 minute puis 1 minute puis 2 minutes

et hydromécaniques. La deuxième catégorie d'éprouvettes est consacrée aux propriétés thermiques. Il s'agit de demi-éprouvettes de dimensions de $5 \times 10 \times 10 \text{ cm}^3$.

La fabrication des éprouvettes a été réalisée par moulage. D'abord, nous versons le béton par petites quantités dans le moule, ensuite nous réalisons une mise en place du béton à la main sans aucun compactage. L'opération est répétée jusqu'à remplissage du moule. Pour toutes les formulations testées, nous avons obtenu une bonne mise en place du béton dans les moules. Il est à noter que pour la formulation avec le rapport $C/B = 2,75$, une petite fuite d'eau a été constatée au niveau des bords inférieurs des moules.

Après le coulage, les éprouvettes ont été couvertes par un film plastique imperméable créant ainsi des conditions de cure endogènes. Le démoulage a été effectué après 48 heures, et ensuite les éprouvettes ont été soumises à divers stades de conditions de conservation : une partie des éprouvettes destinées à l'étude des propriétés mécaniques a été gardée en conditions endogènes jusqu'au jour de l'essai. L'autre partie des éprouvettes destinées aux essais mécaniques ainsi que celles réservées aux propriétés hydromécaniques ont été soumises aux conditions suivantes : les formulations avec les rapports $C/B = 1,25$ et $C/B = 2,25$ ont été conservées dans des conditions humides (humidité relative $h_r = 90 - 95 \%$, température $T = 20 \text{ °C}$) pendant 8 jours puis dans les conditions de la salle ($h_r \simeq 60 \%$, $T = 20 \text{ °C}$) ; alors que les formulations avec $C/B = 1,75$ et $C/B = 2,75$ étaient conservées en conditions endogènes pendant 8 jours (après le démoulage) puis dans les conditions de la salle. Concernant les mesures thermiques, le démoulage a été réalisé après 24 heures et les éprouvettes ont été conservées en conditions endogènes pour une période de 1 mois environ, puis dans les conditions de la salle ($h_r \simeq 60 \%$, $T = 20 \text{ °C}$). Ce protocole a été choisi (pour les mesures thermiques) pour découpler les effets d'hydratation du ciment de ceux liés au séchage du matériau.

La figure II.1 présente des photos décrivant l'aspect général des quatre formulations étudiées. Nous pouvons voir que pour les formulations avec un dosage faible en liant (F1 ($C/B = 1,25$) en particulier), les granulats sont entourés par une couche de liant et l'air occupe les vides entre ces granulats. En augmentant le dosage en liant, la porosité intergranulaire diminue, suggérant la validité de l'hypothèse annoncée *a priori* (le liant occupe la porosité intergranulaire et ne modifie pas la compacité des granulats). Notons

que pour la formulation F4 ($C/B = 2,75$), cette porosité intergranulaire est moins visible sur la surface des échantillons à cause de la laitance du liant qui donne un aspect lisse à celle-ci.

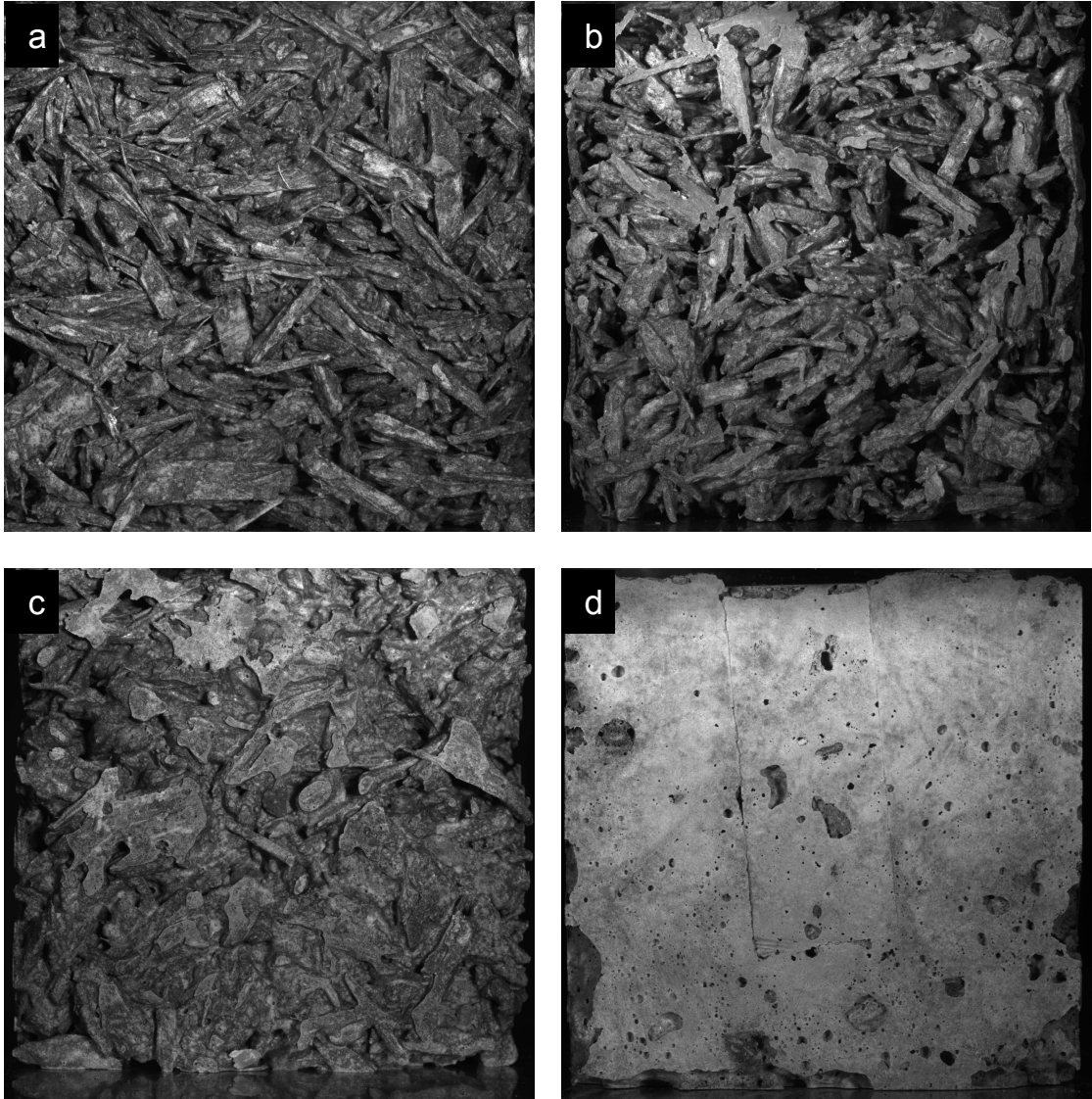


Figure II.1 – Aspect général des bétons étudiés (photos caméras des échantillons cubiques de 7 cm de coté, (a) : $C/B = 1,25$, (b) : $C/B = 1,75$, (c) : $C/B = 2,25$, et (d) : $C/B = 2,75$).

II.2.3 Propriétés des échantillons fabriqués

II.2.3.1 Densités mesurées

Juste après le démoulage, les éprouvettes ont été pesées et leurs dimensions ont été mesurées. En se basant sur ces mesures, nous avons déterminé la densité apparente de chaque

éprouvette. La masse volumique apparente ρ_b du béton de granulats de bois est calculée théoriquement par :

$$\rho_b = \frac{B + C + E}{V_b} = \frac{B(1 + C/B + E/C \times C/B)}{V_b}, \quad (\text{II.7})$$

où B , C et E sont respectivement les masses des granulats de bois, du ciment en poudre et de l'eau ; V_b est le volume du béton. En utilisant l'équation II.3, nous obtenons l'expression suivante de ρ_b :

$$\rho_b = \rho^{abs} C_g (1 + C/B + E/C \times C/B). \quad (\text{II.8})$$

Le tableau II.5 présente le récapitulatif des densités mesurées sur les éprouvettes utilisées dans l'étude du comportement mécanique, ainsi que celles calculées théoriquement. Nous observons dans ce tableau que la densité théorique est supérieure à la densité expérimentale pour toutes les formulations. Cette différence peut être due à une surestimation de la compacité C_g des granulats. En effet, lors de la mise en œuvre du béton, nous n'avons pas mesuré la quantité de granulats utilisée pour fabriquer une éprouvette. Il est donc difficile de déterminer la compacité réelle des granulats dans le béton. Pour pallier cette

Tableau II.5 – Densités théoriques ($C_g = 33\%$) et expérimentales à l'état frais des formulations étudiées (éprouvettes destinées à l'étude mécanique).

Formulation	F1	F2	F3	F4
Rapport C/B	1,25	1,75	2,25	2,75
Densité théorique	0,72	0,90	1,09	1,28
Densité mesurée	0,61 ($\pm 0,02$)	0,76 ($\pm 0,02$)	0,95 ($\pm 0,03$)	1,02 ($\pm 0,04$)

difficulté, nous avons calibré C_g pour minimiser l'écart entre les densités théoriques et expérimentales. La meilleure calibration est obtenue pour $C_g = 33\%$. Cette valeur est située dans l'intervale des compacités calculées à partir des densités données par Agresta (cf. section II.1.2). Les résultats obtenus après calibration de la compacité sont présentés dans la figure II.2. Avec cette compacité calibrée, les densités théoriques sont cohérentes avec celles mesurées sauf pour la formulation F4 ($C/B = 2,75$). Pour cette formulation F4 contenant une quantité importante de ciment, les densités mesurées sur les éprouvettes utilisées dans l'étude mécanique et celles utilisées en thermique sont différentes. Notons que pour cette formulation, une fuite d'eau a été constatée juste après le moulage, comme signalé dans la section II.2.2.2. Cette fuite d'eau a induit, dans le cas des éprouvettes de l'étude thermique, une diminution des volumes des éprouvettes conduisant ainsi à des densités élevées.

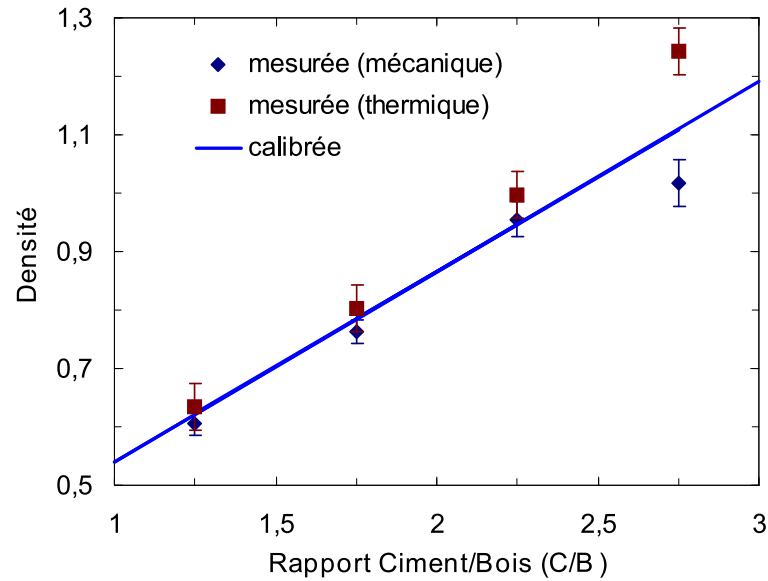


Figure II.2 – Densités théoriques après calibration de la compacité des granulats de bois ($C_g = 33\%$) comparées à celles mesurées dans les études thermique et mécanique.

II.2.3.2 Fractions volumiques

Les fractions volumiques des quatre formulations étudiées ont été recalculées en prenant en compte la valeur calibrée de la compacité C_g des granulats. La méthode utilisée a été présentée dans la section II.2.1. Les valeurs obtenues sont présentées dans le tableau II.6. Il est à noter que nous considérons dans un premier temps qu'aucun échange d'eau entre les granulats végétaux et le ciment ne se produit lors du processus de malaxage. Les fractions volumiques ont donc été calculées en tenant compte de cette hypothèse. Nous supposons que les variations de volume au cours du séchage sont suffisamment faibles pour ne pas affecter d'une manière significative les fractions volumiques. Ces fractions volumiques sont donc considérées indépendantes du temps de séchage et seront utilisées dans les chapitres suivants pour modéliser les comportements mécanique, hydromécanique et thermique du béton de granulats de bois.

Tableau II.6 – Fractions volumiques (en %) des formulations étudiées après la calibration de la compacité des granulats ($C_g = 33\%$).

	Rapport (C/B)			
	1,25	1,75	2,25	2,75
Granulats de bois	33	33	33	33
Pâte de ciment	22,3	31,2	40,1	49,0
Porosité	44,7	35,8	26,9	18,0

II.3 Méthodes de caractérisation expérimentale des bétons de granulats de bois

Dans cette partie, nous décrivons les différentes méthodes d'analyse expérimentale de béton de granulats de bois. Nous présentons en particulier les outils utilisés pour caractériser expérimentalement le comportement thermique, mécanique et hydromécanique du béton étudié.

II.3.1 Comportement thermique

Dans ce travail, en ce qui concerne le comportement thermique, nous nous sommes essentiellement limités à l'étude de la conductivité thermique. La méthode que nous avons utilisée est la technique du fil chaud. Cette technique fait partie des techniques de mesure de la conductivité thermique en régime transitoire. Les mesures ont été effectuées à l'aide de l'appareil FP2C de la société NeoTIM. Cet appareil est constitué d'une sonde et d'un boîtier d'acquisition, comme décrit dans la figure II.3. La mesure consiste à placer la sonde entre deux demi-éprouvettes identiques pour ainsi imposer un flux de chaleur entre elles. Suite à ce flux de chaleur, la température dans les éprouvettes augmente. Cette augmentation de température est mesurée à l'aide d'un thermocouple lié au fil chaud. Un logiciel permet de visualiser l'évolution de la température, et par un traitement mathématique intégré dans ce logiciel, la valeur de la conductivité thermique est déterminée. Selon la société NeoTIM, la précision des mesures est de 5 %.

II.3.2 Comportement mécanique

Pour caractériser le comportement mécanique du béton de granulats de bois, nous nous sommes intéressés aux propriétés suivantes : la résistance \mathcal{R}_c à la compression, le module de Young, et la courbe contraintes/déformations. La méthodologie adoptée fait l'objet des paragraphes suivants.

II.3.2.1 Protocole d'essai

Les essais de compression ont été réalisés sur une machine de compression MTS de capacité maximale 100 kN. La vitesse de chargement a été de 10 mm/min. Le choix de cette vitesse sera justifié *a posteriori* dans le chapitre III. Pour chaque essai, des cycles de charge/décharge ont été effectués. Dans certains essais, nous avons fait varier la vitesse de chargement pour étudier son impact sur les résultats obtenus. La machine de compression est équipée d'un capteur de force qui permet de mesurer la force en fonction du temps

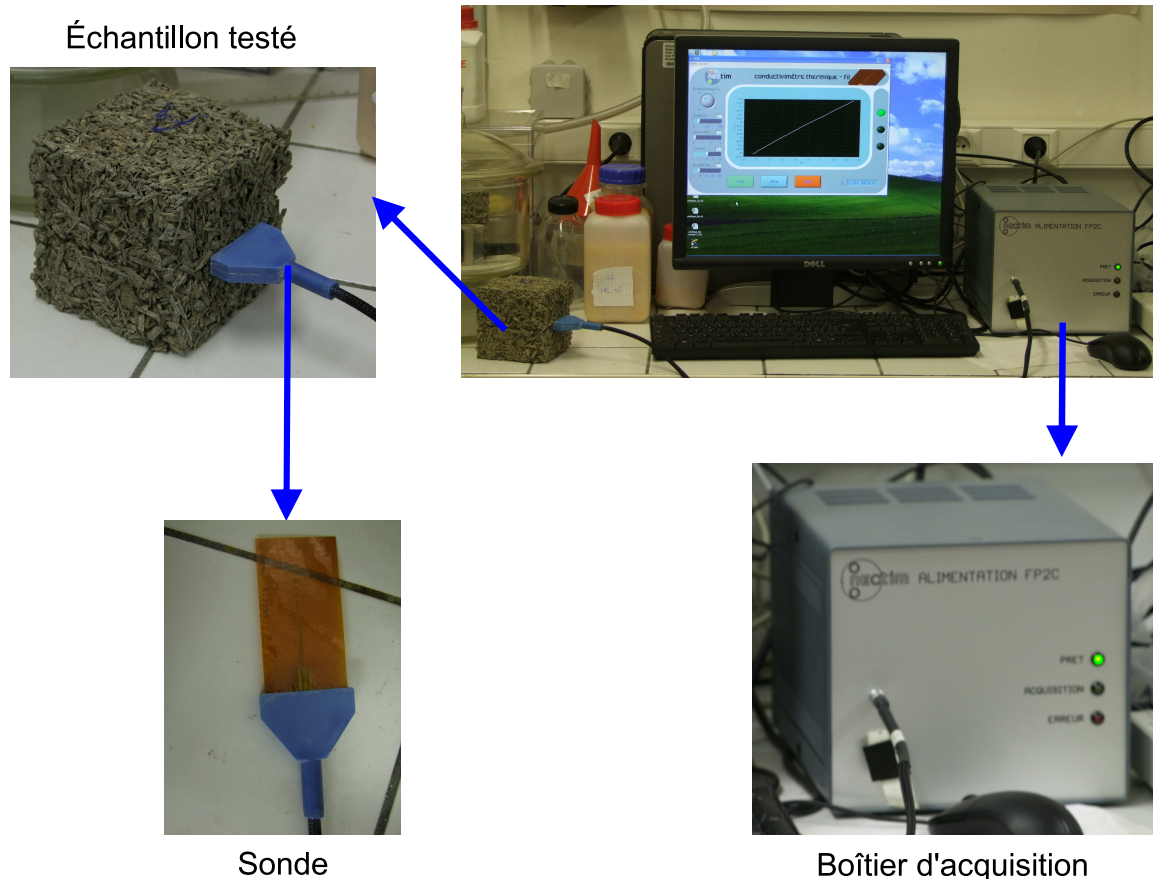


Figure II.3 – Dispositif utilisé pour mesurer la conductivité thermique du béton de granulats de bois.

au cours de l'essai, avec une fréquence fixée à 10 Hz. Nous pouvons donc déterminer la contrainte subie par le matériau au cours de l'essai. La machine fournit aussi la valeur du déplacement de la traverse. Cependant, ce déplacement inclut en partie les erreurs induites par la phase de la mise en place de l'essai ainsi que par la rigidité de la machine, et est donc non exploitable. Comme l'état de surface des éprouvettes ne nous permet pas d'utiliser les jauges de déformations, nous avons donc eu recours à la technique d'imagerie.

Le principe de mesure de la déformation avec la technique d'imagerie consiste à acquérir au cours de l'essai des images 2D du matériau étudié. Il s'agit de suivre une face de l'éprouvette testée pendant que le matériau se déforme. Le dispositif utilisé pour réaliser l'essai est décrit sur la figure II.4. Il est composé de la presse, d'un système d'éclairage et d'un pied de montage sur lequel est fixée une caméra d'acquisition. Cette caméra est une Pike F-421B/C avec une résolution de 2048×2048 pixels. La fréquence d'acquisition d'images a été fixée à 2 Hz. Une fois l'essai terminé, le traitement des images acquises à l'aide d'un logiciel de corrélation d'images 2D (voir section II.3.2.3) permet d'accéder aux champs de déplacements et de déformations en fonction du temps. La combinaison de

ces déformations avec les contraintes déterminées avec la machine de compression permet d'étudier le comportement mécanique du matériau testé.

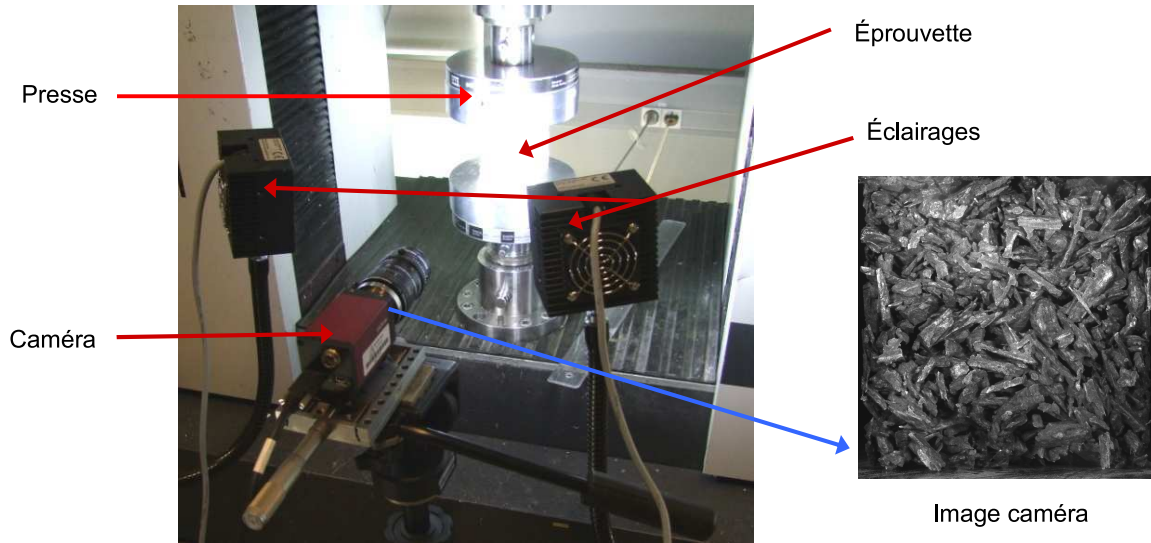


Figure II.4 – Dispositif de l'essai de compression avec acquisition des images 2D.

II.3.2.2 Corrélation d'images numériques 2D [14, 93]

La mesure de champs par corrélation d'images numériques (CIN) est une technique qui remonte au début des années 1980. L'objectif de cette technique est de mesurer des champs de déplacement à la surface d'une éprouvette sollicitée à partir d'images acquises à différents états de chargement. Le principe général de la CIN est le suivant : acquérir d'abord deux (ou plusieurs) images, à deux (ou plusieurs) stades de chargement, d'une même zone de l'éprouvette testée, ensuite procéder à la recherche des points homologues entre l'image de référence et l'image déformée en se basant sur la ressemblance de leur voisinage, et enfin en déduire le champ de déplacements, puis par dérivation, le champ de déformations.

La CIN repose sur l'exploitation de la texture de chaque élément de surface. Il est donc nécessaire que les contrastes soient forts d'une unité élémentaire (ou pixel) à l'autre pour ainsi garantir la sensibilité de la texture à de faibles déplacements. Sur certains matériaux, de tels contrastes sont insuffisants dans leur texture naturelle. Dans ce cas, une texture artificielle (peinture, poudre,...) est indispensable pour pouvoir appliquer la CIN.

Les données d'entrée de la CIN sont les niveaux de gris f de l'image de référence et g de l'image déformée. À chaque point \underline{X} de l'image de référence correspond un point \underline{x} de l'image déformée, appelé son homologue et donné par :

$$\underline{x} = \Phi(\underline{X}), \quad (\text{II.9})$$

où Φ est la transformation mécanique (2D) liant les deux images. Dans le cas d’une conservation stricte des niveaux de gris entre les deux images, on peut écrire :

$$g(\Phi(\underline{\mathbf{X}})) = f(\underline{\mathbf{X}}). \quad (\text{II.10})$$

Le principe de conservation stricte n’est cependant vérifié que dans de rares cas, et l’équation II.10 est remplacée par une forme de conservation dite “relâchée” :

$$g(\Phi(\underline{\mathbf{X}})) = c \cdot f(\underline{\mathbf{X}}) + b + g', \quad (\text{II.11})$$

où c et b désignent l’évolution du contraste et de la brillance, respectivement, et g' désigne le bruit provenant des origines diverses.

Trouver les points homologues consiste donc à déterminer la transformation Φ à partir de la connaissance des niveaux de gris f et g . Ce problème est mal posé puisque l’on cherche un champ vectoriel 2D à partir d’une information scalaire 2D. On cherche donc une approximation Φ_0 (appelée fonction de forme) de la transformation Φ sur un voisinage D (domaine de corrélation) d’un point $\underline{\mathbf{X}}_0$, paramétrée par un jeu de scalaires a_i (Bornert et al. [94]). La ressemblance entre le domaine D et sa transformée par la fonction Φ_0 est mesurée par un coefficient $\mathcal{C}(\Phi_0)$ appelé coefficient de corrélation. Dans la méthode implémentée dans le logiciel CMV utilisé dans ce travail, ce coefficient de corrélation est défini par (Doumalin [95]) :

$$\mathcal{C}(\Phi_0) = 1 - \frac{\sum_{i \in D} (f(\underline{\mathbf{X}}_i) - \bar{f})(g(\underline{\mathbf{X}}_i) - \bar{g})}{\sqrt{\sum_{i \in D} (f(\underline{\mathbf{X}}_i) - \bar{f})^2} \sqrt{\sum_{i \in D} (g(\underline{\mathbf{X}}_i) - \bar{g})^2}}, \quad (\text{II.12})$$

où \bar{f} et \bar{g} sont les moyennes des niveaux de gris sur le domaine de corrélation D et dans sa transformée par Φ_0 , respectivement. Ce coefficient de corrélation varie entre 0 (dans le cas d’une ressemblance parfaite) et 2 (dans le cas d’une inversion parfaite du contraste). Il est insensible aux variations globales de brillance et de luminosité sur le domaine de corrélation, et par conséquent ne conserve que le contraste local entre les deux configurations.

La minimisation de Φ_0 par rapport aux paramètres a_i permet d’avoir une estimation de Φ sur le domaine D :

$$\Phi_D = \arg \min_{\Phi_0} \mathcal{C}(\Phi_0). \quad (\text{II.13})$$

La définition du coefficient de corrélation, le paramétrage de la transformation Φ_0 et la méthode de résolution du problème d’optimisation sont des sources de divergence des méthodes de corrélation. D’autres déclinaisons des méthodes de corrélation sont définies par

la mise en œuvre des méthodes d'interpolation permettant le passage de la connaissance discrète des niveaux de gris des images à l'évaluation d'une transformation continue.

Une fois la transformation Φ déterminée, le champ de déplacement est donné par :

$$\underline{\xi}_i = \underline{x}_i - \underline{X}_i = \Phi(\underline{X}_i) - \underline{X}_i. \quad (\text{II.14})$$

Le champ de déformations est obtenu par dérivation spatiale du champ de déplacement. Le gradient de la transformation mécanique est donné par :

$$\underline{\underline{\mathbf{F}}} = \frac{\partial \underline{\mathbf{x}}}{\partial \underline{\mathbf{X}}}. \quad (\text{II.15})$$

Le tenseur des déformations de Green-Lagrange est défini par :

$$\underline{\underline{\mathbf{E}}} = \frac{1}{2} (\underline{\underline{\mathbf{F}}}^t \cdot \underline{\underline{\mathbf{F}}} - \underline{\underline{\mathbf{I}}}), \quad (\text{II.16})$$

où $\underline{\underline{\mathbf{I}}}$ est le tenseur unité d'ordre 2 et ${}^t \underline{\underline{\mathbf{F}}}$ désigne la transposée de $\underline{\underline{\mathbf{F}}}$.

Dans la pratique, la transformation Φ dont dérive le gradient $\underline{\underline{\mathbf{F}}}$ n'est connue que de manière discrète (aux points de corrélation). Dans ce cas, le tenseur de déformations est calculé à partir de la moyenne des gradients de la transformation sur un domaine d'intégration délimité par les points voisins. Cette moyenne est déterminée par une intégrale sur le contour du domaine Ω considéré, sous une hypothèse de linéarité de déplacement entre points voisins. La figure II.5 montre les 4 schémas possibles d'intégration (Allais et al. [14], Bornert [96]). Le choix du schéma d'intégration dépend du niveau de précision recherché. Plus ce schéma est large, plus la déformation calculée est précise mais moins elle est locale.

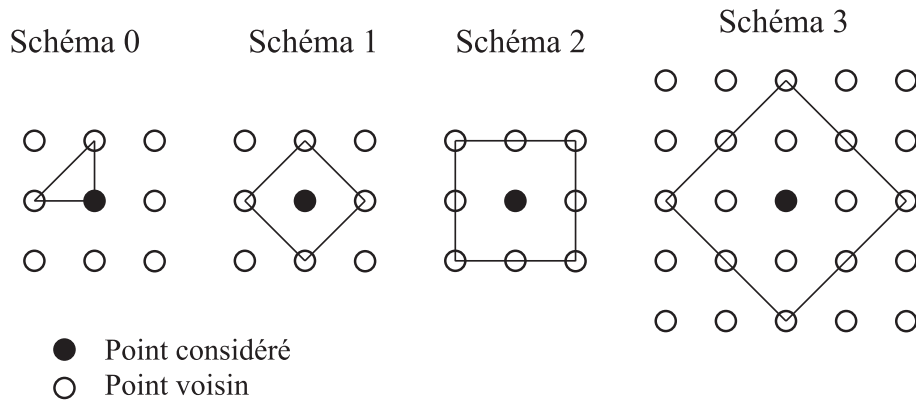


Figure II.5 – Différents schémas d'intégration pour le calcul du tenseur de déformations avec la CIN (Allais et al. [14]).

Le tenseur de déformations est donc exprimé par :

$$\underline{\underline{\mathbf{E}}}_{\Omega} = \frac{1}{2} \left({}^t\langle \underline{\underline{\mathbf{F}}} \rangle_{\Omega} \cdot \langle \underline{\underline{\mathbf{F}}} \rangle_{\Omega} - \underline{\underline{\mathbf{I}}} \right). \quad (\text{II.17})$$

Dans le cas des petites déformations, le tenseur de déformations peut être écrit sous une forme linéarisée :

$$\underline{\underline{\mathbf{E}}}_{\Omega} = \frac{1}{2} \left({}^t\langle \underline{\underline{\mathbf{F}}} \rangle_{\Omega} + \langle \underline{\underline{\mathbf{F}}} \rangle_{\Omega} \right) - \underline{\underline{\mathbf{I}}}. \quad (\text{II.18})$$

II.3.2.3 Logiciel utilisé pour la CIN (CMV)

Le logiciel utilisé pour faire la corrélation d'images est CMV (CorrelManuV) version 2D. C'est un logiciel maison développé par M. Bornert au Laboratoire de Mécanique des Solides (LMS) à l'École Polytechnique puis au Laboratoire Navier à l'École des Ponts ParisTech. L'utilisation de ce logiciel repose sur trois étapes principales : la 1^{re} consiste à télécharger la séquence d'images à traiter, de choisir l'image de référence et y définir une grille de points de corrélation ; la 2^e étape a pour objet de trouver dans l'image déformée les points homologues aux points définis dans l'image de référence, soit automatiquement ou, dans le cas de l'impossibilité de calcul automatique à cause d'une déformation importante par exemple, de façon manuelle. La dernière étape est le post-traitement qui permet, entre autres, de visualiser les cartographies de déformations pour repérer d'éventuelles hétérogénéités dans le champ de déformations et d'accéder au champ de déformations globales en chaque étape de chargement. Il est à noter que nous avons utilisé le contraste naturel du matériau pour traiter les images dans tous les essais réalisés dans le cadre de ce travail.

II.3.3 Comportement hydromécanique

L'objectif de cette partie de travail est d'étudier le phénomène de retrait du béton de granulats de bois induit par le séchage de celui-ci. Pour ce faire, nous avons, dans un premier temps, mené une campagne de mesures globales. Nous avons donc suivi la masse des éprouvettes et leurs déformations de retrait au cours du séchage. La masse a été mesurée à l'aide d'une balance d'une précision de 0,001 g. Les déformations ont été déterminées en mesurant les dimensions de l'éprouvette à l'aide d'un comparateur d'une précision de 0,01 mm. Pour être sûr de mesurer la même dimension, un marquage a été effectué sur un point de chaque face de l'éprouvette en faisant en sorte que les points de chaque paire de faces parallèles soient à la même position.

Dans un deuxième temps, nous avons réalisé une étude locale à l'aide de la technique d'imagerie. Le dispositif utilisé est décrit dans la figure II.6. Ce dispositif est celui dé-

veloppé et utilisé dans les travaux de Loulou [16]. Il est constitué d'une caméra (Pike F-421B/C) fixée sur un support motorisé, un système d'éclairage, une enceinte contenant l'échantillon et des récipients contenant de l'eau ou du gel de silice selon les conditions que l'on souhaite imposer (humidification ou séchage), et enfin une sonde liée à un thermo-hygromètre pour mesurer la température et l'humidité au sein de l'enceinte. L'ensemble (caméra+support motorisé) est piloté par un programme Labview (développé par D. Cindra) permettant de prendre, toutes les trois heures, une séquence d'images sur des zones différentes de l'échantillon (voir figure II.7).

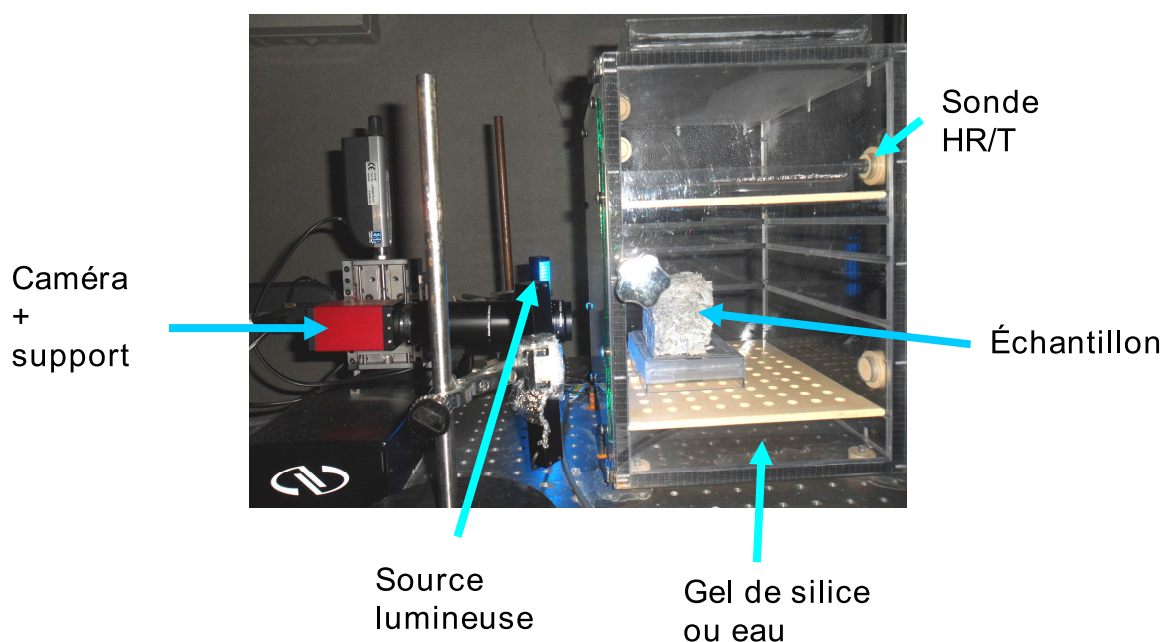


Figure II.6 – Dispositif expérimental utilisé pour l'étude locale des variations dimensionnelles de bétons de granulats de bois au cours de cycles de séchage et d'humidification.

II.4 Outils de modélisation pour l'estimation des propriétés thermiques et mécaniques

Cette section est consacrée à la présentation des outils utilisés dans le développement de modèles prédictifs des propriétés élastiques et thermiques du béton de granulats de bois. Elle est inspirée de Zaoui [97]. D'abord nous décrirons le principe générale de la modélisation micromécanique, et ensuite nous citerons quelques méthodes permettant l'estimation des propriétés macroscopiques.

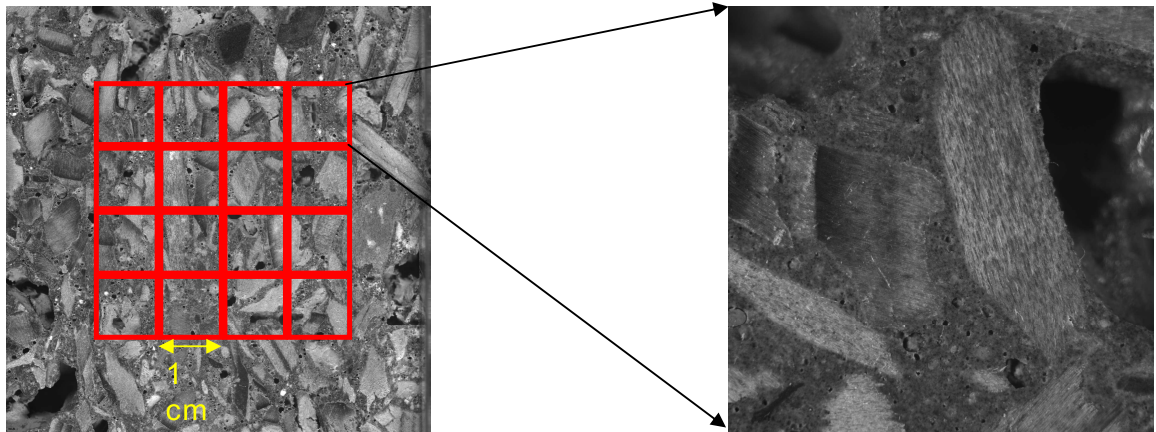


Figure II.7 – Zones d'acquisition d'images avec un champ de 1 cm grâce au support motorisé.

II.4.1 Principe de la modélisation micromécanique

L'étude du comportement mécanique ou thermique des matériaux hétérogènes peut être effectuée à l'aide des outils de la mécanique des milieux continus et moyennant une série de mesures expérimentales sur une éprouvette ou une structure donnée, soumise à un chargement précis. Cette démarche est efficace mais présente quelques limites. En effet, les résultats obtenus ne sont valables que dans le domaine d'identification de la méthode et ne permettent donc pas de prédire le comportement en dehors de ce domaine. De plus, cette démarche ne présente aucun lien entre les propriétés et les mécanismes qui en sont responsables. Il est donc nécessaire de faire appel à d'autres méthodes qui soient de caractère prédictif et moins coûteuses. C'est dans ce cadre que la modélisation micromécanique présente son intérêt.

L'objectif de la modélisation micromécanique des matériaux hétérogènes est de déterminer les propriétés macroscopiques du matériau connaissant sa microstructure et les propriétés de ses différents constituants. Cet exercice se fait généralement en trois étapes essentielles : d'abord la définition de "volume élémentaire représentatif" (VER), ensuite la détermination des champs de localisation et enfin l'homogénéisation.

II.4.1.1 Définition du VER

La définition du VER consiste à représenter un volume élémentaire de matériau hétérogène sur lequel sera effectuée l'analyse micromécanique pour déterminer un milieu équivalent qui est lui homogène et qui, soumis au même chargement, aurait une réponse globale identique à celle du matériau hétérogène. Il s'agit donc de décrire sa géométrie et sa constitution interne.

La description du VER nécessite de définir sa taille caractéristique l ainsi que celle

de l'hétérogénéité d . Le choix de la taille de l'hétérogénéité dépend de l'objectif visé ; autrement dit, en fonction des propriétés à étudier et des mécanismes physiques à l'origine de ces propriétés. Le principe de la séparation d'échelles exige que d'une part $d \ll l$ pour qu'un comportement homogène puisse être affecté aux points macroscopiques de la structure constituée d'un matériau macroscopiquement homogène ; et d'autre part pour que l'on puisse définir des champs continus sur la structure, il faut que $l \ll L$ avec L la dimension caractéristique de la structure (voir figure II.8).

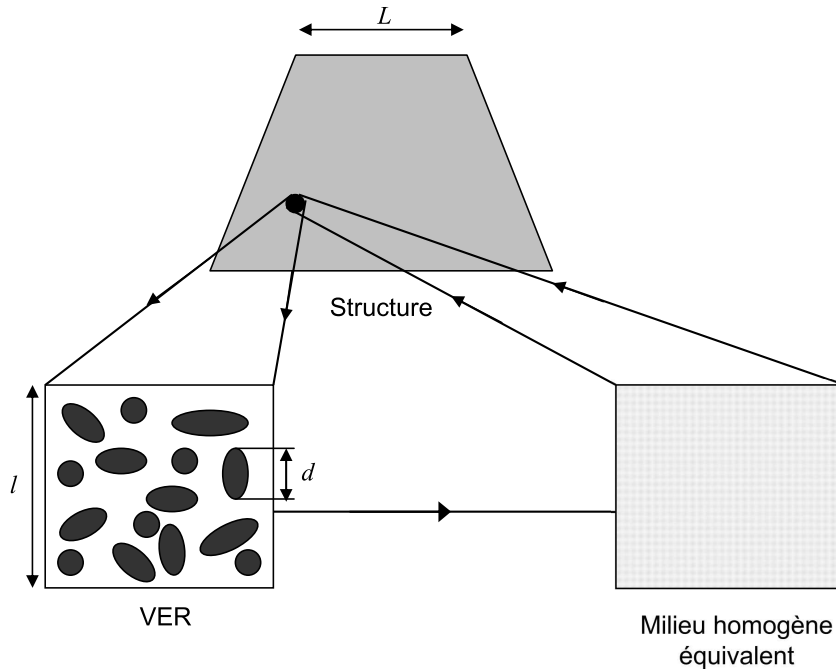


Figure II.8 – Différentes échelles d'analyse (séparation d'échelle : $d \ll l \ll L$).

Le choix des tailles caractéristiques étant effectué, il faut définir la constitution interne du VER. Il s'agit d'identifier les différentes phases constituant le matériau et ayant des comportements différents, de décrire leurs géométries (ellipse, sphère,...), de préciser leur répartition et orientation, et de définir le comportement de chaque phase. En d'autres termes, la définition du VER implique la recherche et la description des phases homogènes. Cette description n'est certes complète que si le matériau est périodique.

II.4.1.2 Localisation

L'objectif de la localisation est de déterminer les champs locaux de déformations et de contraintes en fonction des chargements macroscopiques imposés. Cette détermination n'est toutefois pas exacte à cause de l'impossibilité de décrire complètement la constitution interne du VER. Chaque réalisation du VER conduit donc à un champ de localisation différent. De plus, les sollicitations vues par le VER sont équivalentes au chargement

appliqué aux points macroscopiques de la structure. Le problème à résoudre présente des conditions aux limites non classiques. Pour rendre ces conditions aux limites classiques, on a recours au chargement uniforme sur la frontière du VER. Dans la suite de ce chapitre, nous nous limitons au cas de l'élasticité linéaire.

Considérons un VER occupant un volume Ω . Sur son contour $\partial\Omega$, on impose le déplacement affine : $\underline{\xi} = \underline{\underline{E}} \cdot \underline{\mathbf{x}}$ avec $\underline{\underline{E}}$ uniforme. Ce champ de déformations est lié au champ de déformations locales $\underline{\underline{\varepsilon}}$ par la relation de moyenne suivante :

$$\langle \underline{\underline{\varepsilon}}(\underline{\xi}) \rangle = \frac{1}{|\Omega|} \int_{\Omega} \underline{\underline{\varepsilon}}(\underline{\xi}) \, d\Omega = \underline{\underline{E}}. \quad (\text{II.19})$$

Les contraintes macroscopiques $\underline{\underline{\Sigma}}$ sont définies par :

$$\underline{\underline{\Sigma}} = \langle \underline{\underline{\sigma}} \rangle = \frac{1}{|\Omega|} \int_{\Omega} \underline{\underline{\sigma}} \, d\Omega. \quad (\text{II.20})$$

où $\underline{\underline{\sigma}}$ est le champ de contraintes locales.

La loi de comportement local permet de lier les champs locaux de contraintes et de déformations dans le VER via le tenseur des rigidités \mathbb{C} :

$$\underline{\underline{\sigma}}(\underline{\mathbf{x}}) = \mathbb{C}(\underline{\mathbf{x}}) : \underline{\underline{\varepsilon}}(\underline{\xi}). \quad (\text{II.21})$$

À l'échelle locale, le problème mécanique se formule de la façon suivante :

$$\begin{cases} \underline{\underline{\sigma}}(\underline{\mathbf{x}}) = \mathbb{C}(\underline{\mathbf{x}}) : \underline{\underline{\varepsilon}}(\underline{\xi}), & \text{div } \underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{0}} & \text{en } \underline{\mathbf{x}} \in \Omega, \\ \underline{\xi} = \underline{\underline{E}} \cdot \underline{\mathbf{x}} & & \text{en } \underline{\mathbf{x}} \in \partial\Omega. \end{cases} \quad (\text{II.22})$$

En tenant compte de la linéarité du comportement, les champs solutions peuvent être exprimés linéairement par rapport aux chargements macroscopiques. Ainsi on peut écrire :

$$\underline{\underline{\varepsilon}}(\underline{\mathbf{x}}) = \mathbb{A}(\underline{\mathbf{x}}) : \underline{\underline{E}}, \quad (\text{II.23})$$

avec \mathbb{A} le tenseur de localisation des déformations.

La même démarche peut être suivie dans le cas où l'on impose sur le contour du VER les forces surfaciques $\underline{\underline{\mathbf{T}}} = \underline{\underline{\Sigma}} \cdot \underline{\mathbf{n}}$ avec le tenseur des contraintes $\underline{\underline{\Sigma}}$ uniforme. On cherchera donc à déterminer le tenseur de localisation des contraintes \mathbb{B} tel que :

$$\underline{\underline{\sigma}}(\underline{\mathbf{x}}) = \mathbb{B}(\underline{\mathbf{x}}) : \underline{\underline{\Sigma}}. \quad (\text{II.24})$$

II.4.1.3 Homogénéisation

L'homogénéisation consiste à déterminer le comportement du milieu homogène équivalent. Ce comportement est obtenu en combinant les relations de moyenne (II.19) et (II.20), la relation de localisation (II.23) et la loi de comportement local (II.21) :

$$\underline{\underline{\sigma}}(\underline{\mathbf{x}}) = \mathbb{C}(\underline{\mathbf{x}}) : \underline{\underline{\epsilon}}(\underline{\mathbf{x}}) = \mathbb{C}(\underline{\mathbf{x}}) : \mathbb{A}(\underline{\mathbf{x}}) : \underline{\underline{\mathbf{E}}}, \quad (\text{II.25})$$

et par relation de moyenne (équation II.20), on obtient :

$$\underline{\underline{\Sigma}} = \langle \underline{\underline{\sigma}} \rangle = \langle \mathbb{C} : \mathbb{A} \rangle : \underline{\underline{\mathbf{E}}}. \quad (\text{II.26})$$

On cherche le tenseur des rigidités homogénéisées \mathbb{C}^{hom} vérifiant :

$$\underline{\underline{\Sigma}} = \mathbb{C}^{\text{hom}} : \underline{\underline{\mathbf{E}}}, \quad (\text{II.27})$$

d'où l'on peut déduire :

$$\mathbb{C}^{\text{hom}} = \langle \mathbb{C} : \mathbb{A} \rangle. \quad (\text{II.28})$$

Une autre façon de définir le tenseur des rigidités homogénéisées est d'utiliser l'approche énergétique. Cette approche consiste à évaluer la densité volumique d'énergie macroscopique à la moyenne des densités volumique d'énergie locales. On obtient donc :

$$\frac{1}{2} \underline{\underline{\mathbf{E}}} : \mathbb{C}^{\text{hom}} : \underline{\underline{\mathbf{E}}} = \frac{1}{2} \langle \underline{\underline{\epsilon}} : \mathbb{C} : \underline{\underline{\epsilon}} \rangle = \frac{1}{2} \langle \underline{\underline{\mathbf{E}}} : {}^t \mathbb{A} : \mathbb{C} : \mathbb{A} : \underline{\underline{\mathbf{E}}} \rangle = \frac{1}{2} \underline{\underline{\mathbf{E}}} : \langle {}^t \mathbb{A} : \mathbb{C} : \mathbb{A} \rangle : \underline{\underline{\mathbf{E}}} \quad (\text{II.29})$$

On en déduit donc la définition énergétique du tenseur des rigidités homogénéisées :

$$\mathbb{C}^{\text{hom}} = \langle {}^t \mathbb{A} : \mathbb{C} : \mathbb{A} \rangle. \quad (\text{II.30})$$

Les deux définitions données par les équations (II.28) et (II.30) sont équivalentes. Dans la pratique, il suffit d'estimer la moyenne par phase (i) du champ des tenseurs de localisation des déformations, noté $\mathbb{A}_{(i)}^{\text{est}}$. Autrement dit, il suffit d'estimer la relation entre le tenseur de déformations moyennes par phase (i), noté $\langle \underline{\underline{\epsilon}}^{\text{est}} \rangle_{(i)}$, et le tenseur de déformations macroscopiques $\underline{\underline{\mathbf{E}}}$:

$$\langle \underline{\underline{\epsilon}}^{\text{est}} \rangle_{(i)} = \mathbb{A}_{(i)}^{\text{est}} : \underline{\underline{\mathbf{E}}} \quad (\text{II.31})$$

Le tenseur des rigidités homogénéisées est donc estimé par :

$$\mathbb{C}^{\text{hom}} = \sum_i f_{(i)} \mathbb{C}_{(i)} : \mathbb{A}_{(i)}^{\text{est}}, \quad (\text{II.32})$$

où $\mathbb{C}_{(i)}$ et $f_{(i)}$ sont respectivement le tenseur des modules d'élasticité et la fraction volumique de la phase (i) .

Dans le cas des contraintes homogènes au contour, le même raisonnement conduira à l'estimation du tenseur des complaisances homogénéisées \mathbb{S}^{hom} par la relation suivante :

$$\mathbb{S}^{\text{hom}} = \sum_i f_{(i)} \mathbb{S}_{(i)} : \mathbb{B}_{(i)}^{\text{est}}, \quad (\text{II.33})$$

où $\mathbb{B}_{(i)}^{\text{est}}$ est l'estimation du tenseur de localisation des contraintes dans la phase (i) , et $\mathbb{S}_{(i)}$ et $f_{(i)}$ sont respectivement le tenseur des complaisances locales et la fraction volumique de la phase (i) . Il est à noter que généralement \mathbb{C}^{hom} et \mathbb{S}^{hom} ne sont pas les inverses l'un de l'autre.

II.4.1.4 Extension au comportement thermique

On considère un VER Ω sur lequel est imposé un gradient thermique homogène $\underline{\mathbf{G}}$ au contour $\partial\Omega$. Le problème local à résoudre est le suivant : trouver le champ de température $T(\underline{\mathbf{x}})$ (ou le gradient de température $\underline{\mathbf{g}}$) et le champ de vecteur courant de chaleur $\underline{\mathbf{q}}(\underline{\mathbf{x}})$ vérifiant les équations suivantes, où $\underline{\underline{\lambda}}(\underline{\mathbf{x}})$ est le tenseur des conductivités thermiques :

$$\left\{ \begin{array}{l} \underline{\mathbf{q}}(\underline{\mathbf{x}}) = -\underline{\underline{\lambda}}(\underline{\mathbf{x}}) \cdot \underline{\mathbf{g}}(T) \\ \text{div } \underline{\mathbf{q}} = 0 \\ \underline{\mathbf{g}} = \underline{\text{grad}} T \\ T(\underline{\mathbf{x}}) = \underline{\mathbf{G}} \cdot \underline{\mathbf{x}} \end{array} \right\} \quad \begin{array}{l} \text{dans } \Omega \\ \\ \\ \text{sur } \partial\Omega \end{array} \quad (\text{II.34})$$

qui est analogue au problème de l'élasticité linéaire (voir tableau II.7). La démarche de résolution en élasticité linéaire peut donc être appliquée en thermique grâce à cette analogie. Le lecteur peut se reporter aux travaux de Do [98] par exemple pour plus de détails.

Tableau II.7 – Variables analogues dans le cadre d'une analogie mécanique-thermique.

Mécanique	$\underline{\underline{\xi}}$	$\underline{\underline{\epsilon}}$	$\underline{\underline{\sigma}}$	\mathbb{C}	$\underline{\underline{\mathbf{E}}}$	$\underline{\underline{\Sigma}}$
Thermique	T	$\underline{\mathbf{g}}$	$\underline{\mathbf{q}}$	$\underline{\underline{\lambda}}$	$\underline{\mathbf{G}}$	$\underline{\mathbf{Q}}$

II.4.2 Méthodes classiques d'estimation

Nous avons vu dans les paragraphes précédents que le problème d'homogénéisation d'un milieu élastique hétérogène se résume à l'estimation des moyennes des tenseurs de lo-

calisation des déformations $\mathbb{A}_{(i)}^{\text{est}}$ ou des contraintes $\mathbb{B}_{(i)}^{\text{est}}$ en chaque phase (i). Dans ce paragraphe, nous présentons quelques méthodes d'estimation de ces quantités.

Considérons un VER Ω du matériau hétérogène, sur lequel sont imposées des déformations homogènes $\underline{\underline{\mathbf{E}}}$ au contour $\partial\Omega$. Le problème local à résoudre est le suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \underline{\underline{\boldsymbol{\sigma}}}(\underline{\mathbf{x}}) = \mathbb{C}(\underline{\mathbf{x}}) : \underline{\underline{\boldsymbol{\varepsilon}}}(\underline{\boldsymbol{\xi}}) \\ \text{div } \underline{\underline{\boldsymbol{\sigma}}} = \underline{\mathbf{0}} \\ \underline{\underline{\boldsymbol{\varepsilon}}} = \frac{1}{2} \left(\underline{\underline{\text{grad}}} \underline{\boldsymbol{\xi}} + {}^t \underline{\underline{\text{grad}}} \underline{\boldsymbol{\xi}} \right) \\ \underline{\boldsymbol{\xi}}(\underline{\mathbf{x}}) = \underline{\underline{\mathbf{E}}} \cdot \underline{\mathbf{x}} \end{array} \right\} \quad \begin{array}{l} \text{dans } \Omega \\ \\ \\ \text{sur } \partial\Omega \end{array} \quad (\text{II.35})$$

Pour construire les champs de déplacements admissibles avec les déformations $\underline{\underline{\mathbf{E}}}$, on se base sur la solution du problème de l'inclusion d'Eshelby [99]. En utilisant la solution du problème de l'inclusion, nous obtenons la solution $\underline{\underline{\boldsymbol{\varepsilon}}}^H$ du problème de l'hétérogénéité (de modules d'élasticité \mathbb{C}_H) incluse dans un milieu homogène infini (de modules d'élasticité \mathbb{C}_0) et soumis à une déformation $\underline{\underline{\mathbf{E}}}$ à l'infini :

$$\underline{\underline{\boldsymbol{\varepsilon}}}^H = [\mathbb{I} + \mathbb{P}^0 : (\mathbb{C}_H - \mathbb{C}_0)]^{-1} : \underline{\underline{\mathbf{E}}} \quad (\text{II.36})$$

où \mathbb{I} est le tenseur unité de quatrième ordre et \mathbb{P}^0 est le tenseur de Hill [100] dont l'expression n'est connue analytiquement que dans un petit nombre de cas, dont celui de l'isotropie des comportements mécaniques des constituants. Le tenseur de Hill, et donc le tenseur de déformations $\underline{\underline{\boldsymbol{\varepsilon}}}^H$ dans l'hétérogénéité, dépend de la forme et de l'orientation de l'hétérogénéité ainsi que des modules d'élasticité \mathbb{C}_0 .

Cette solution du problème de l'hétérogénéité peut être utilisée pour construire un grand nombre de familles d'estimations des modules homogénéisés. Les paragraphes suivants explicitent quelques exemples de ces estimations. D'autres méthodes d'estimation basées sur la définition directe des modules homogénéisés ou sur l'approche énergétique existent dans la littérature comme la méthode des trois phases (appelée aussi schéma autocohérent généralisé) (Christensen et Lo [101]) ou plus généralement de $(n+1)$ phases (Hervé et Zaoui [102]), les méthodes variationnelles permettant d'avoir des encadrements (ex. Hashin et Shtrikman [103], Bornert [96]) ou encore les méthodes numériques (ex. Grondin [104]).

II.4.2.1 Schéma des distributions diluées (modèle d'Eshelby)

Le schéma des distributions diluées est dédié à des matériaux constitués d'une matrice avec un faible taux d'inclusions. C'est à Eshelby [99] que l'on doit cette méthode. Il considère que, compte tenu de la fraction volumique faible des hétérogénéités, ces dernières sont

suffisamment éloignées les unes des autres pour se retrouver dans une situation proche de celle d'une seule hétérogénéité dans une matrice infinie. Concernant les conditions à l'infini, il les assimilera à la contrainte ou à la déformation macroscopique, puisque le taux d'hétérogénéités est faible pour affecter la matrice. Pour un milieu biphasé soumis à des déformations macroscopiques imposées $\underline{\underline{\mathbf{E}}}$ uniformes, le tenseur des rigidités homogénéisées \mathbb{C}^{hom} estimé par le modèle d'Eshelby s'écrit sous la forme :

$$\begin{cases} \mathbb{C}^{\text{hom}} = f_1 \mathbb{C}_1 : \mathbb{A}_1^E + f_2 \mathbb{C}_2 : \mathbb{A}_2^E \\ f_1 \mathbb{A}_1^E + f_2 \mathbb{A}_2^E = \mathbb{I} \end{cases} \quad (\text{II.37})$$

où $f_{(i)}$ et $\mathbb{A}_{(i)}^E$ sont respectivement la fraction volumique et la moyenne du champ de localisation des déformations dans la phase (i) estimée par le modèle d'Eshelby. En considérant que les hétérogénéités constituent la phase (2), les équations (II.37) deviennent :

$$\mathbb{C}^{\text{hom}} = \mathbb{C}_1 + f_2 (\mathbb{C}_2 - \mathbb{C}_1) : \mathbb{A}_2^E \quad (\text{II.38})$$

D'après la solution du problème de l'hétérogénéité (équation (II.36)), le tenseur de localisation \mathbb{A}_2^E est donné par :

$$\mathbb{A}_2^E = [\mathbb{I} + \mathbb{P}_2^1 : (\mathbb{C}_2 - \mathbb{C}_1)]^{-1}. \quad (\text{II.39})$$

où \mathbb{P}_2^1 est le tenseur de Hill associé au problème de l'hétérogénéité (phase 2) incluse dans la matrice infinie (phase 1).

L'expression du tenseur des rigidités homogénéisées \mathbb{C}^{hom} est par conséquent :

$$\mathbb{C}^{\text{hom}} = \mathbb{C}_1 + f_2 (\mathbb{C}_2 - \mathbb{C}_1) : [\mathbb{I} + \mathbb{P}_2^1 : (\mathbb{C}_2 - \mathbb{C}_1)]^{-1} \quad (\text{II.40})$$

Dans le cas d'un comportement isotrope pour chaque phase, et en supposant un comportement global isotrope, on peut définir le tenseur des rigidités par les modules de compression k et de cisaillement μ :

$$\mathbb{C}_{(i)} = 3k_{(i)}\mathbb{J} + 2\mu_{(i)}\mathbb{K} \quad \mathbb{C}^{\text{hom}} = 3k^{\text{hom}}\mathbb{J} + 2\mu^{\text{hom}}\mathbb{K}, \quad (\text{II.41})$$

avec \mathbb{K} et \mathbb{J} des tenseurs du quatrième ordre définis par :

$$\mathbb{K} = \mathbb{I} - \mathbb{J} \quad \mathbb{J} = \frac{1}{3}\mathbb{I} \otimes \mathbb{I} \quad (\text{II.42})$$

Si en plus les hétérogénéités ont une forme sphérique, le tenseur \mathbb{P}_2^1 est donné par (Dor-

mieux et al. [105]) :

$$\mathbb{P}_2^1 = \frac{\alpha_1}{3k_1} \mathbb{J} + \frac{\beta_1}{2\mu_1} \mathbb{K} \quad (\text{II.43})$$

$$\text{avec : } \alpha_1 = \frac{3k_1}{3k_1 + 4\mu_1} \quad \beta_1 = \frac{6(k_1 + 2\mu_1)}{5(3k_1 + 4\mu_1)}$$

Ainsi, on peut écrire selon l'équation (II.40) :

$$k^{\text{hom}} = k_1 + f_2 \frac{(k_2 - k_1)}{1 + \alpha_1(k_2 - k_1)/k_1} \quad \mu^{\text{hom}} = \mu_1 + f_2 \frac{(\mu_2 - \mu_1)}{1 + \beta_1(\mu_2 - \mu_1)/\mu_1} \quad (\text{II.44})$$

II.4.2.2 Schéma différentiel

Le schéma différentiel a pour objectif d'étendre le schéma des distributions diluées, valable pour de très faibles fractions volumiques d'hétérogénéité, au cas des matériaux contenant un taux d'hétérogénéités un peu plus élevé. Le principe de ce modèle est d'introduire progressivement l'hétérogénéité avec une fraction volumique infinitésimale δf dans une matrice homogène en suivant un processus incrémental (McLaughlin [106]). Le tenseur des rigidités homogénéisées $\mathbb{C}(f + \delta f)$ est estimé en appliquant le modèle d'Eshelby (équation (II.40)) sur une hétérogénéité de modules \mathbb{C}_2 et de fraction volumique δf plongée dans une matrice infinie de modules $\mathbb{C}(f)$. Pour tenir compte du fait que l'ajout de nouvelles inclusions exige le réarrangement de celles existantes, f_2 dans l'équation (II.40) est remplacé par $\delta f/(1 - f)$. On peut donc écrire :

$$\mathbb{C}(f + \delta f) = \mathbb{C}(f) + \frac{\delta f}{1 - f} (\mathbb{C}_2 - \mathbb{C}(f)) : [\mathbb{I} + \mathbb{P} : (\mathbb{C}_2 - \mathbb{C}(f))]^{-1} \quad (\text{II.45})$$

En faisant tendre δf vers 0, l'équation (II.45) devient :

$$\frac{d\mathbb{C}}{df} = \frac{1}{1 - f} (\mathbb{C}_2 - \mathbb{C}(f)) : [\mathbb{I} + \mathbb{P} : (\mathbb{C}_2 - \mathbb{C}(f))]^{-1} \quad (\text{II.46})$$

avec $\mathbb{C}(f = 0) = \mathbb{C}_1$, où \mathbb{C}_1 est le tenseur des rigidités de la matrice.

Dans le cas d'une hétérogénéité de forme sphérique avec des comportements isotropes, l'équation (II.46) permet d'avoir le système d'équations différentielles suivant :

$$\begin{cases} \frac{dk^{\text{hom}}}{df} = \frac{1}{1 - f} (k_2 - k^{\text{hom}}) \frac{k^{\text{hom}}}{k^{\text{hom}} + \alpha^{\text{hom}}(k_2 - k^{\text{hom}})} \\ \frac{d\mu^{\text{hom}}}{df} = \frac{1}{1 - f} (\mu_2 - \mu^{\text{hom}}) \frac{\mu^{\text{hom}}}{\mu^{\text{hom}} + \beta^{\text{hom}}(\mu_2 - \mu^{\text{hom}})} \end{cases} \quad (\text{II.47})$$

$$\text{avec : } \alpha^{\text{hom}} = \frac{3k^{\text{hom}}}{3k^{\text{hom}} + 4\mu^{\text{hom}}} \quad \beta^{\text{hom}} = \frac{6(k^{\text{hom}} + 2\mu^{\text{hom}})}{5(3k^{\text{hom}} + 4\mu^{\text{hom}})}$$

II.4.2.3 Schéma de Mori-Tanaka

Le schéma de Mori-Tanaka est destiné à des matériaux constitués d'une matrice contenant des hétérogénéités. La matrice est géométriquement continue et entoure complètement chaque hétérogénéité. De ce fait, Mori et Tanaka [107] considèrent que la moyenne des déformations dans chaque hétérogénéité peut être estimée à partir du problème d'une hétérogénéité dans une matrice infinie (de modules d'élasticité \mathbb{C}_m) soumise à une déformation auxiliaire uniforme $\underline{\underline{\mathbf{E}}}^\infty$. Ainsi, on peut écrire à partir de l'équation (II.36) :

$$\langle \underline{\underline{\mathbf{e}}} \rangle_H = [\mathbb{I} + \mathbb{P}_H^m : (\mathbb{C}_H - \mathbb{C}_m)]^{-1} : \underline{\underline{\mathbf{E}}}^\infty. \quad (\text{II.48})$$

où \mathbb{P}_H^m est le tenseur de Hill associé au problème de l'hétérogénéité H incluse dans la matrice infinie m .

La déformation auxiliaire $\underline{\underline{\mathbf{E}}}^\infty$ est déterminée en exploitant la relation $\langle \underline{\underline{\mathbf{e}}} \rangle = \underline{\underline{\mathbf{E}}}$, soit dans le cas d'un milieu biphasé :

$$(1 - f_H)\underline{\underline{\mathbf{E}}}^\infty + f_H [\mathbb{I} + \mathbb{P}_H^m : (\mathbb{C}_H - \mathbb{C}_m)]^{-1} : \underline{\underline{\mathbf{E}}}^\infty = \underline{\underline{\mathbf{E}}}, \quad (\text{II.49})$$

soit :

$$\underline{\underline{\mathbf{E}}}^\infty = \{ (1 - f_H)\mathbb{I} + f_H [\mathbb{I} + \mathbb{P}_H^m : (\mathbb{C}_H - \mathbb{C}_m)]^{-1} \}^{-1} : \underline{\underline{\mathbf{E}}}, \quad (\text{II.50})$$

où f_H est la fraction volumique de l'hétérogénéité.

Le tenseur des rigidités homogénéisées estimé par le schéma de Mori-Tanaka est par conséquent :

$$\mathbb{C}^{\text{hom}} = \mathbb{C}_m + f_H (\mathbb{C}_H - \mathbb{C}_m) : [\mathbb{I} + \mathbb{P}_H^m : (\mathbb{C}_H - \mathbb{C}_m)]^{-1} : \mathbb{D}, \quad (\text{II.51})$$

avec :

$$\mathbb{D} = \{ (1 - f_H)\mathbb{I} + f_H [\mathbb{I} + \mathbb{P}_H^m : (\mathbb{C}_H - \mathbb{C}_m)]^{-1} \}^{-1}. \quad (\text{II.52})$$

Dans le cas d'une hétérogénéité sphérique avec des comportements isotropes, les modules homogénéisés s'écrivent :

$$\begin{cases} k^{\text{hom}} = k_m + \frac{f_H (k_H - k_m)}{(1 - (1 - f_H)\alpha_m) + (1 - f_H)\alpha_m k_H / k_m} \\ \mu^{\text{hom}} = \mu_m + \frac{f_H (\mu_H - \mu_m)}{(1 - (1 - f_H)\beta_m) + (1 - f_H)\beta_m \mu_H / \mu_m} \end{cases} \quad (\text{II.53})$$

$$\text{avec : } \alpha_m = \frac{3k_m}{3k_m + 4\mu_m} \quad \beta_m = \frac{6(k_m + 2\mu_m)}{5(3k_m + 4\mu_m)}$$

Ce modèle est facile à étendre au cas de plusieurs hétérogénéités ellipsoïdales. Cette ex-

tension est cependant à éviter car elle pourrait conduire à une perte de symétrie diagonale de \mathbb{C}^{hom} .

II.4.2.4 Schéma autocohérent

Le schéma autocohérent est destiné à des matériaux dans lesquels aucune des phases constitutives ne joue de rôle prépondérant. Ce modèle consiste à supposer que chaque phase est entourée par toutes les autres phases constitutives du matériau hétérogène, et donc par le milieu homogène équivalent dont on cherche à estimer les modules (Hill [100]). Ce milieu équivalent est soumis à l'infini à une déformation auxiliaire uniforme $\underline{\underline{\mathbf{E}}}^\infty$.

À partir de la solution du problème d'hétérogénéité (équation (II.36)), la moyenne des déformations dans la phase (i) est donnée par :

$$\langle \underline{\underline{\mathbf{e}}} \rangle_{(i)} = [\mathbb{I} + \mathbb{P}_{(i)}^{me} : (\mathbb{C}_{(i)} - \mathbb{C}^{\text{hom}})]^{-1} : \underline{\underline{\mathbf{E}}}^\infty. \quad (\text{II.54})$$

où $\mathbb{P}_{(i)}^{me}$ est le tenseur de Hill associé au problème de l'hétérogénéité (i) incluse dans le milieu équivalent.

La déformation à l'infini $\underline{\underline{\mathbf{E}}}^\infty$ est obtenue en utilisant la relation : $\langle \underline{\underline{\mathbf{e}}} \rangle = \underline{\underline{\mathbf{E}}}$, soit :

$$\underline{\underline{\mathbf{E}}}^\infty = \left\langle [\mathbb{I} + \mathbb{P}^{me} : (\mathbb{C} - \mathbb{C}^{\text{hom}})]^{-1} \right\rangle^{-1} : \underline{\underline{\mathbf{E}}}. \quad (\text{II.55})$$

Ainsi le tenseur des rigidités homogénéisées estimé par le schéma autocohérent est donné par :

$$\mathbb{C}^{\text{hom}} = \left\langle \mathbb{C} : [\mathbb{I} + \mathbb{P}^{me} : (\mathbb{C} - \mathbb{C}^{\text{hom}})]^{-1} \right\rangle : \left\langle [\mathbb{I} + \mathbb{P}^{me} : (\mathbb{C} - \mathbb{C}^{\text{hom}})]^{-1} \right\rangle^{-1}. \quad (\text{II.56})$$

On obtient donc une équation où \mathbb{C}^{hom} figure dans les deux membres mais aussi implicitement dans \mathbb{P}^{me} . Le schéma autocohérent est donc une méthode lourde à mettre en œuvre. Dans le cas de deux phases de forme sphérique et avec des comportements isotropes, l'équation (II.56) peut s'écrire :

$$\begin{cases} f_1 \frac{k_1 - k^{\text{hom}}}{1 + \alpha^{\text{hom}} (k_1/k^{\text{hom}} - 1)} + f_2 \frac{k_2 - k^{\text{hom}}}{1 + \alpha^{\text{hom}} (k_2/k^{\text{hom}} - 1)} = 0 \\ f_1 \frac{\mu_1 - \mu^{\text{hom}}}{1 + \beta^{\text{hom}} (\mu_1/\mu^{\text{hom}} - 1)} + f_2 \frac{\mu_2 - \mu^{\text{hom}}}{1 + \beta^{\text{hom}} (\mu_2/\mu^{\text{hom}} - 1)} = 0 \end{cases} \quad (\text{II.57})$$

$$\text{avec : } \alpha^{\text{hom}} = \frac{3k^{\text{hom}}}{3k^{\text{hom}} + 4\mu^{\text{hom}}} \quad \beta^{\text{hom}} = \frac{6(k^{\text{hom}} + 2\mu^{\text{hom}})}{5(3k^{\text{hom}} + 4\mu^{\text{hom}})}$$

II.5 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons décrit les matériaux constituant le béton de granulats de bois étudié dans le présent travail. Nous avons aussi présenté la méthode choisie pour la formulation de ce béton ainsi que la technique de son élaboration. Les méthodes utilisées pour caractériser expérimentalement ses comportements thermique, mécanique et hydromécanique ont également été décrites. Enfin, le principe général de la technique d'homogénéisation et les méthodes d'homogénéisation classiques ont été présentées. Le chapitre suivant présente les résultats de l'étude du comportement mécanique du béton de granulats de bois.

Chapitre III

Comportement mécanique des bétons de granulats de bois

Sommaire

III.1 Étude expérimentale du comportement mécanique des bétons de granulats de bois	73
III.1.1 Matériaux et méthodes	73
III.1.2 Évaluation des erreurs de la CIN	74
III.1.2.1 Sources des erreurs	74
III.1.2.2 Choix de la taille de la fenêtre de corrélation	75
III.1.2.3 Évaluation des erreurs	75
III.1.3 Courbes contraintes/déformations de l'essai de compression . .	79
III.1.3.1 Description de la courbe contraintes/déformations . .	79
III.1.3.2 Évolution dans le temps	80
III.1.4 Résistance en compression	81
III.1.4.1 En conditions de dessiccation	82
III.1.4.2 En conditions endogènes	83
III.1.4.3 Isotropie	84
III.1.5 Propriétés élastiques	85
III.1.5.1 Détermination du module de Young	86
III.1.5.2 Modules de Young de la pâte de ciment et du bois . .	86
III.1.5.3 Influence de la vitesse de chargement sur le module de Young de béton de granulats de bois	88

III.1.5.4 Effet du dosage en ciment et de l'âge du béton	89
III.1.6 Bilan	92
III.2 Modélisation des propriétés élastiques des bétons de granulats de bois	92
III.2.1 État de l'art sur les méthodes de modélisation du comportement mécanique des bétons végétaux	93
III.2.1.1 Méthodes analytiques	94
III.2.1.2 Méthodes numériques	95
III.2.1.3 Bilan	96
III.2.2 Choix de la microstructure et de la méthode d'homogénéisation	97
III.2.2.1 Description de la microstructure élémentaire pour le modèle	97
III.2.2.2 Principe général de la méthode de calcul des propriétés équivalentes	98
III.2.3 Dérivation du modèle	99
III.2.3.1 Déformations sphériques à l'infini	99
III.2.3.2 Déformations déviatoriques à l'infini	100
III.2.3.3 Calcul des propriétés homogénéisées	101
III.3 Calibration et validation du modèle	102
III.3.1 Données d'entrée du modèle	103
III.3.2 Calcul des propriétés élastiques des constituants par analyse inverse	104
III.3.3 Résultats et discussion	107
III.4 Conclusion	110

L'objectif de ce chapitre est d'explorer le comportement mécanique du béton de granulats de bois. Il est constitué de trois parties principales suivies d'une conclusion. La première partie est consacrée aux travaux de caractérisation expérimentale du comportement mécanique. Plus précisément, nous présentons dans cette partie, les résultats des essais de compression, combinés à la corrélation d'images 2D, sur les éprouvettes de béton décrites dans le chapitre II. La deuxième partie de ce chapitre est dédiée à la modélisation des propriétés élastiques du béton de granulats de bois. Nous décrivons dans cette partie les modèles existants dans la littérature, ensuite nous présentons le modèle que nous avons développé. Dans une troisième partie, nous calibrons ce modèle et nous discutons ses résultats. Enfin une conclusion sur l'ensemble du chapitre est présentée.

III.1 Étude expérimentale du comportement mécanique des bétons de granulats de bois

Dans cette section, nous présentons les résultats de l'étude expérimentale menée sur le béton de granulats de bois pour caractériser son comportement mécanique. Cette étude consiste à réaliser des essais de compression simple sur des éprouvettes cubiques. Les propriétés auxquelles nous nous sommes intéressés sont le module de Young et la résistance en compression ; et ce à différents âges du béton. Les paragraphes suivants décrivent les résultats obtenus.

III.1.1 Matériaux et méthodes

Nous avons mesuré les propriétés mécaniques (résistance en compression et module de Young) sur les éprouvettes décrites dans la section II.2.2.2. Des essais de compression simple ont été réalisés sur ces éprouvettes à différents âges du béton jusqu'à 104 jours grâce au dispositif présenté dans la section II.3.2. Un seul essai est effectué à chaque échéance. Sur cet essai, quatre cycles charge/décharge, avec une limite de chargement croissante, suivis d'un dernier chargement sont appliqués. Cependant, sur certaines éprouvettes, le quatrième (voire même le troisième) cycle n'est pas atteint car la rupture s'est produite avant la limite de chargement imposée.

Après le démoulage des éprouvettes fabriquées, nous les avons conservées en conditions humides ($h_r > 90 \%$, $T \approx 20 \text{ }^\circ\text{C}$) pendant 8 jours (cf. section II.2.2.2). Ensuite, deux types de conditions de conservation ont été testés : les conditions de dessiccation où nous avons conservé les éprouvettes dans une salle climatisée ($h_r \approx 60 \%$, $T \approx 20 \text{ }^\circ\text{C}$) ; et les conditions endogènes créées en enveloppant les éprouvettes avec des films plastiques imperméables.

III.1.2 Évaluation des erreurs de la CIN

Comme nous l'avons signalé au chapitre II, lors de l'essai de compression, les déformations de l'éprouvette ont été mesurées grâce à la technique de la corrélation d'images numériques (CIN). Cette technique, malgré son efficacité, induit des erreurs sur la mesure des déplacements qu'il faut évaluer. Cette évaluation est l'objet de cette section.

III.1.2.1 Sources des erreurs

Les erreurs de mesure du champ de déplacement avec la CIN 2D peuvent être classées en deux familles principales (Bornert et Roux [93]) : les erreurs extrinsèques à la CIN et les erreurs intrinsèques à la CIN.

Les erreurs extrinsèques à la CIN sont les erreurs qui résultent de l'acquisition d'images et non pas du processus de corrélation. Parmi les sources de ces erreurs extrinsèques, on peut citer :

- La projection 3D-2D : la CIN 2D ne permet de mesurer que des déplacements et déformations dans le plan. Les mouvements hors plan de l'objet étudié et/ou le mauvais positionnement de la caméra (non respect de la perpendicularité entre le plan de l'objet analysé et l'axe optique de la caméra) peuvent induire des déformations parasites.
- Le positionnement imparfait des coordonnées des pixels suite aux défauts géométriques au niveau des appareils optiques. Ces défauts peuvent introduire des erreurs non négligeables sur les déformations mesurées.
- Le bruit intrinsèque des images qui provient par exemple du fait que deux images acquises dans les mêmes conditions ne présentent pas toujours des niveaux de gris identiques. Ce bruit peut être une source d'incertitude sur le déplacement mesuré. Il convient donc de minimiser son effet d'une part en travaillant sur des images avec une grande profondeur de niveau de gris et des textures à fort contraste, et d'autre part en choisissant une taille de la fenêtre de corrélation suffisamment grande pour réduire la sensibilité au bruit.

Les erreurs intrinsèques à la CIN, quant à elles, sont liées à la technique de corrélation. Les sources de ses erreurs sont :

- La description de la transformation Φ . Cette transformation est approximée par une transformation Φ_0 (voir chapitre II section II.3.2.2) paramétrée par un ensemble de fonctions de forme. Si ces fonctions de forme ne sont pas aptes à décrire la

transformation Φ , la mesure des déplacements est entachée d'erreurs. Pour plus de détails sur ce type d'erreurs, le lecteur peut se reporter aux travaux de Bornert et al. [94] et de Amiot et al. [108].

- L'interpolation du coefficient de corrélation pour des valeurs non entières de déplacement. Le niveau de gris des points de coordonnées (exprimées en pixels) non entières est appréhendé moyennant une interpolation sur les niveaux de gris des pixels voisins. Une interpolation d'ordre élevé assurera la continuité du coefficient de corrélation mais sera coûteuse en terme du temps de calcul. Suite à cette interpolation, le déplacement sera surestimé ou sous-estimé.

III.1.2.2 Choix de la taille de la fenêtre de corrélation

Comme nous l'avons signalé au paragraphe précédent, la taille de la fenêtre de corrélation présente un effet sur les erreurs induites par le bruit intrinsèque des images sur le déplacement mesuré. Augmenter la taille de la fenêtre de corrélation permet de minimiser l'effet de ce bruit, mais au prix d'une plus faible résolution spatiale du champ de déplacement. Il est donc nécessaire de trouver un compromis.

Pour choisir la taille de la fenêtre à utiliser pour le traitement d'images acquises pendant l'essai de compression sur notre matériau, nous avons déterminé, pour plusieurs tailles de la fenêtre, les valeurs maximales et les écarts-types de l'erreur due aux bruits de l'image grâce au logiciel CMV. La figure III.1 présente les résultats obtenus pour deux échantillons différents, un de la formulation F1 ($C/B = 1,25$) et l'autre de la formulation F4 ($C/B = 2,75$). Ces résultats montrent que les valeurs maximales de l'erreur sur le déplacement de l'échantillon F1 sont beaucoup plus importantes en comparaison à celles de l'échantillon F4. L'écart entre les formulations peut être justifié par la différence de la qualité d'images pour ces deux formulations. En effet, la formulation F1 se caractérise par une porosité élevée. Il est donc difficile d'avoir un histogramme étalé sur l'ensemble des niveaux de gris à cause de cette porosité. Les courbes montrent aussi que les erreurs maximales diminuent en augmentant la taille de la fenêtre de corrélation et se stabilisent pour une taille de 40 pixels environ. Nous choisissons donc pour le traitement d'images une fenêtre de corrélation d'une taille de 40×40 pixels.

III.1.2.3 Évaluation des erreurs

L'évaluation des erreurs dues à la CIN consiste à déterminer la différence entre le déplacement mesuré avec cette technique et le déplacement réel. Cette évaluation peut être conduite sur des images simulées (précision théorique) ou sur des images réelles (erreurs

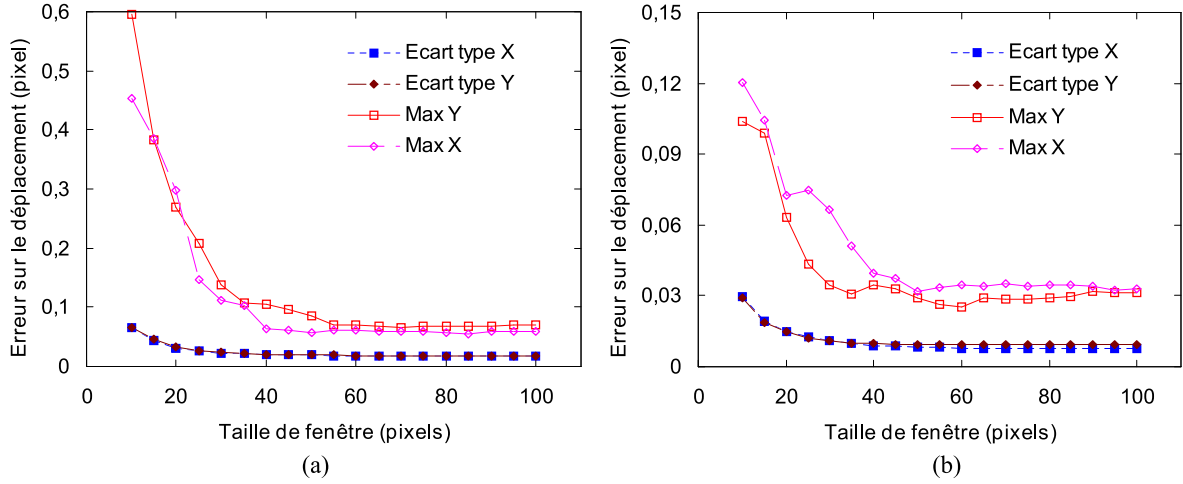


Figure III.1 – Effet de la taille de la fenêtre de corrélation sur les erreurs sur le déplacement horizontal X et vertical Y dues aux bruits des images mesurées sur (a) un échantillon de la formulation $F1$ ($C/B = 1,25$) et (b) un échantillon de la formulation $F4$ ($C/B = 2,75$).

dans le cas réel). Le calcul de la précision théorique s'effectue en comparant le déplacement mesuré par la CIN et celui imposé pour simuler les images. La précision théorique dépend donc de la méthode choisie pour simuler les images et de sa pertinence.

Dans le présent travail, nous avons choisi de travailler avec des images réelles. La technique employée a déjà été utilisée par plusieurs auteurs (Dautriat [109], Dautriat et al. [110], Yang et al. [111], Loulou [16], Carrier [112]). Le principe de cette technique est d'imposer une déformation isotrope sur l'ensemble de l'image en faisant varier légèrement le grandissement de la caméra. Ce changement de grandissement a été effectué grâce à une platine sur laquelle est fixée la caméra et qui permet de réaliser un mouvement de celle-ci suivant son axe optique. La valeur de déplacement hors plan imposé est de $400\ \mu\text{m}$ (La distance initiale entre l'échantillon et le capteur de la caméra est de 43 cm environ). La corrélation de l'image après le mouvement de la caméra avec celle avant mouvement permet d'évaluer les erreurs de mesure. La figure III.2 présente un exemple de cartes de déformations obtenues à la suite de ce mouvement hors plan. Ces cartes montrent des franges de déformations induites par les erreurs de mesure. Le nombre de ces franges est égal à la partie entière du déplacement relatif, exprimée en pixels, d'un côté de la région étudié par la CIN (Yang et al. [111]).

Le traitement statistique des erreurs permet de distinguer les erreurs systématiques et les erreurs aléatoires. Les erreurs systématiques sont principalement liées à la méthode d'interpolation des niveaux de gris et correspondent à la moyenne des différences entre les déplacements mesurés et théoriques pour l'ensemble des points ayant les mêmes erreurs d'interpolation. Les erreurs aléatoires sont, quant à elles, induites par le bruit des images

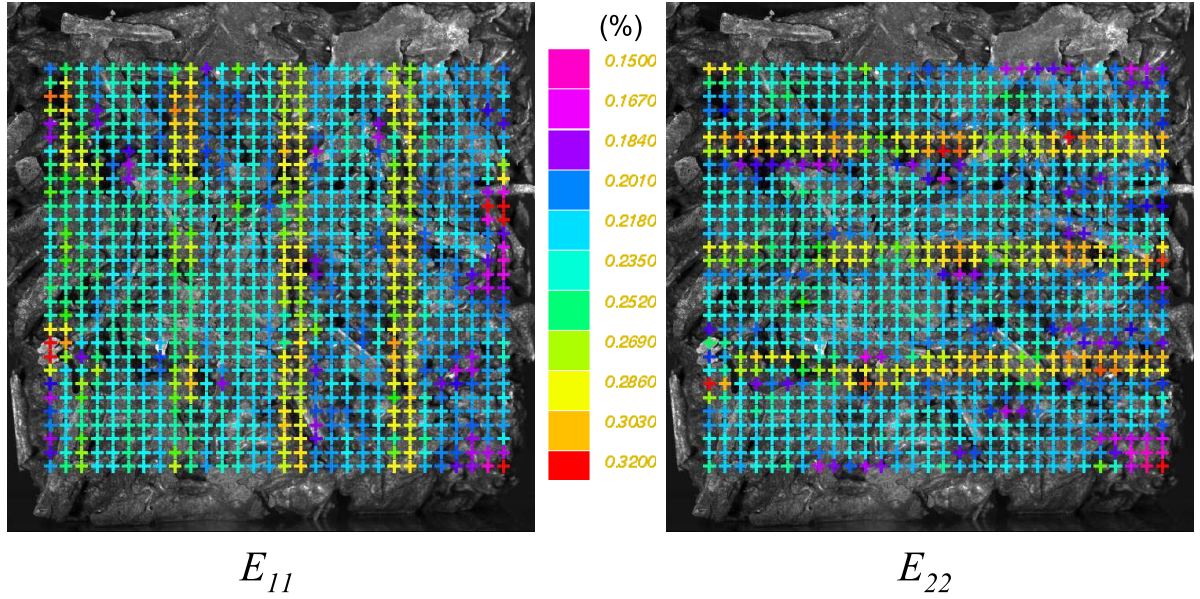


Figure III.2 – Carte de déformations déterminée avec CMV (avec une fenêtre de corrélation d’une taille de 40×40 pixels) pour un mouvement uniforme suivant l’axe optique de la caméra ($C/B = 2.25$).

et représentent les écarts-types entre les déplacements réels et mesurés. Les figures III.3(a) et III.3(b) présentent les résultats obtenus, avec une interpolation bilinéaire des niveaux de gris, pour un échantillon de chaque formulation F1 et F4, respectivement. Les courbes des erreurs systématiques (Moy X et Moy Y) se caractérisent par une forme en S. Encore une fois, les erreurs sur l’échantillon F1 sont plus importantes que celles sur l’échantillon F4 à cause des bruits d’images différents pour les deux échantillons. Les valeurs maximales des erreurs systématique et aléatoire sont de 0,017 et 0,036 pixel respectivement pour l’échantillon F1, et de 0,005 et 0,01 pixel pour l’échantillon F4. La figure III.3(c) présente les erreurs systématiques d’un échantillon F3 ($C/B = 2,25$) pour différentes fonctions d’interpolation des niveaux de gris (bilinéaire, bicubique ou biquintique). L’interpolation bicubique induit des erreurs systématiques beaucoup plus élevées en comparaison avec celles des interpolations bilinéaire et biquintique. Nous choisissons donc l’interpolation bilinéaire pour le traitement d’images dans le présent travail.

L’erreur sur le déplacement se répercute sur le calcul du tenseur de déformations. L’écart-type $\sigma(E_{YY})$ de l’erreur sur les déformations globales dans la direction Y est donné par (Dautriat et al. [110]) :

$$\sigma(E_{YY}) = \sqrt{\frac{2}{N}} \frac{\sigma(u_Y)}{L}. \quad (\text{III.1})$$

où $\sigma(u_Y)$ est l’écart-type de l’erreur sur le déplacement dans la direction Y, N est le

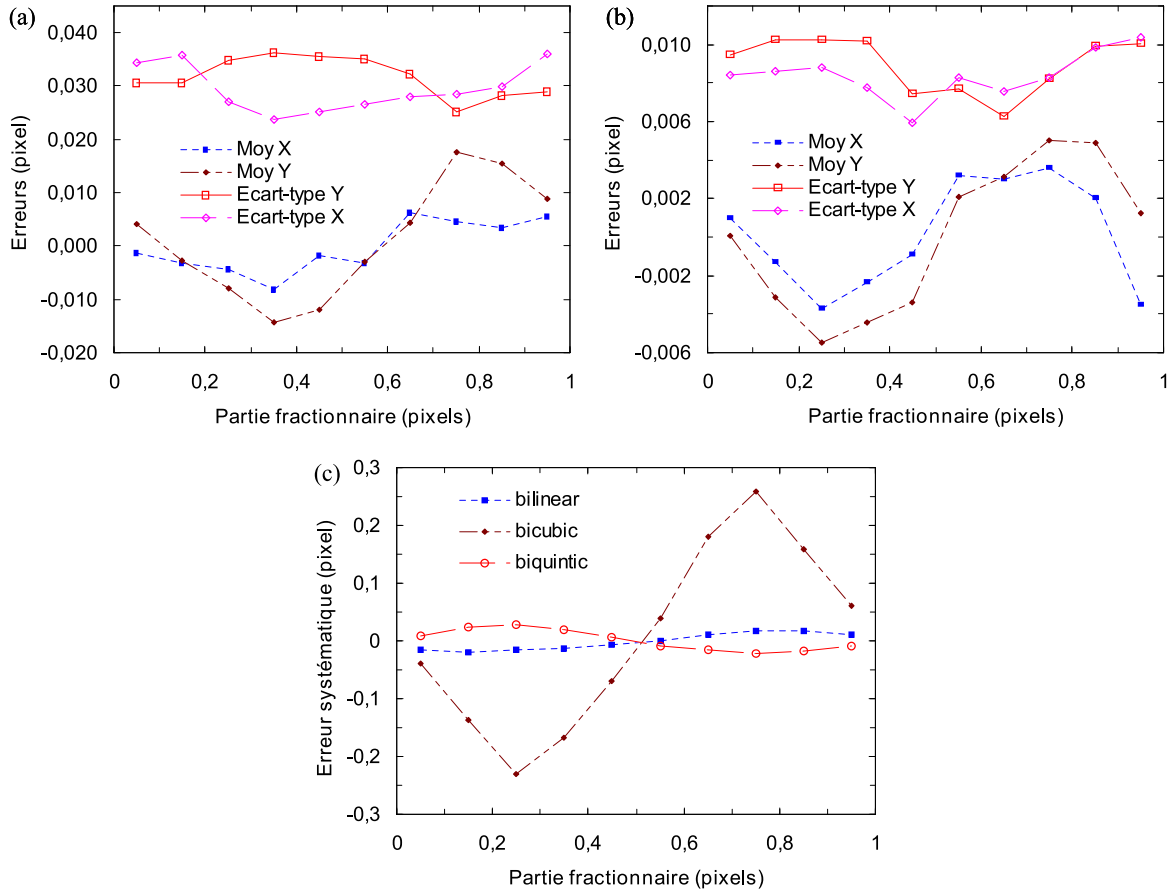


Figure III.3 – Erreurs systématiques et aléatoires sur le déplacement horizontal X et vertical Y déterminées avec CMV pour (a) un échantillon de la formulation F1 et (b) un échantillon de la formulation F4; et (c) Erreurs systématiques pour différents schémas d'interpolation des niveaux de gris pour la formulation F3.

nombre de colonnes de la grille de mesure, et L la distance (en pixels) entre la première et la dernière ligne. Pour les échantillons étudiés (figure III.3), $N = 30$, $L = 1538$ pixels pour F1 et 1604 pixels pour F4. L'erreur sur les déformations est donc égale à 6×10^{-6} pour l'échantillon F1 et $1,6 \times 10^{-6}$ pour l'échantillon F4. En prenant en compte la valeur de déformations à mesurer sur notre matériau (supérieures à 10^{-3} comme on peut le voir sur la figure III.4), nous déduisons de cette estimation des erreurs que la précision de mesure est suffisante pour notre étude.

III.1.3 Courbes contraintes/déformations de l'essai de compression

III.1.3.1 Description de la courbe contraintes/déformations

Lors de l'essai de compression simple, le béton de granulat de bois est soumis à un chargement uni-axial induisant un champ de contraintes dans le matériau. Face à ce champ de contraintes, le matériau se déforme. La relation entre le chargement (contraintes) et la réponse (déformations) définit le comportement du matériau. Pour le béton de granulats de bois étudié dans ce travail, ce comportement dépend de sa teneur en ciment. La figure III.4 présente les courbes typiques de l'essai de compression sur notre béton. Selon la limite de chargement imposée pour les cycles de charge/décharge, des déformations résiduelles peuvent être observées après la décharge. Par exemple, sur la figure III.4(c), les déformations résiduelles ne sont apparues qu'à partir du deuxième cycle. La valeur de ces déformations varie de 0,06 % pour le 2^e cycle à 0,22 % pour le 4^e.

Le béton de granulats de bois présente un comportement mécanique complexe : au début de l'essai de compression, ce comportement est élastique linéaire quel que soit le dosage en liant. La limite de ce domaine élastique dépend, quant à elle, de la quantité de liant dans le matériau. Plus cette quantité est importante, plus le domaine d'élasticité est large. Ce résultat peut s'expliquer par le fait que le chargement est repris en grande majorité par le liant au début de l'essai (Nguyen [58]), en particulier pour les formulations avec un dosage en liant élevé.

L'endommagement du liant (fissures progressives au niveau de la matrice et de l'interface granulat/liant) met fin à la phase élastique du comportement. Les déformations résiduelles observées (figure III.4(c)) suggèrent un comportement élastoplastique. Cette phase se termine par une éventuelle rupture du liant et la transmission totale du chargement aux granulats.

Après la rupture, on distingue deux principaux types de comportement en fonction de la teneur en liant. Dans le cas où cette teneur en liant est élevée, on observe un pic dans la courbe contraintes/déformations (figure III.4(d)). Ce pic pourrait être dû au fait que (1) le comportement du liant est fragile et (2) la raideur des particules est plus faible en comparaison avec celle du liant (Cérézo [4]), expliquant ainsi la décroissance de la contrainte supportée par le matériau. Le pic est suivi d'un plateau correspondant à la compaction des particules rendant le matériau plus dense (fermeture des porosités intergranulaires et éventuellement intragranulaires). À l'inverse du cas d'une teneur élevée en liant, la courbe contraintes/déformations d'un béton de granulats de bois avec une faible teneur en liant ne présente pas de pic de contraintes (figure III.4(a)). Le plateau correspondant à la compaction des particules se situe généralement au niveau des contraintes maximales. Cette

absence de pic pourrait provenir du fait que, à faible teneur en liant, seule une couche mince de liant entoure le granulat et ne permet pas la reprise quasi-totale du chargement par le liant. Pour certaines éprouvettes, ce plateau est suivi par une légère augmentation de la contrainte, comme on peut le voir sur la figure III.4(b).

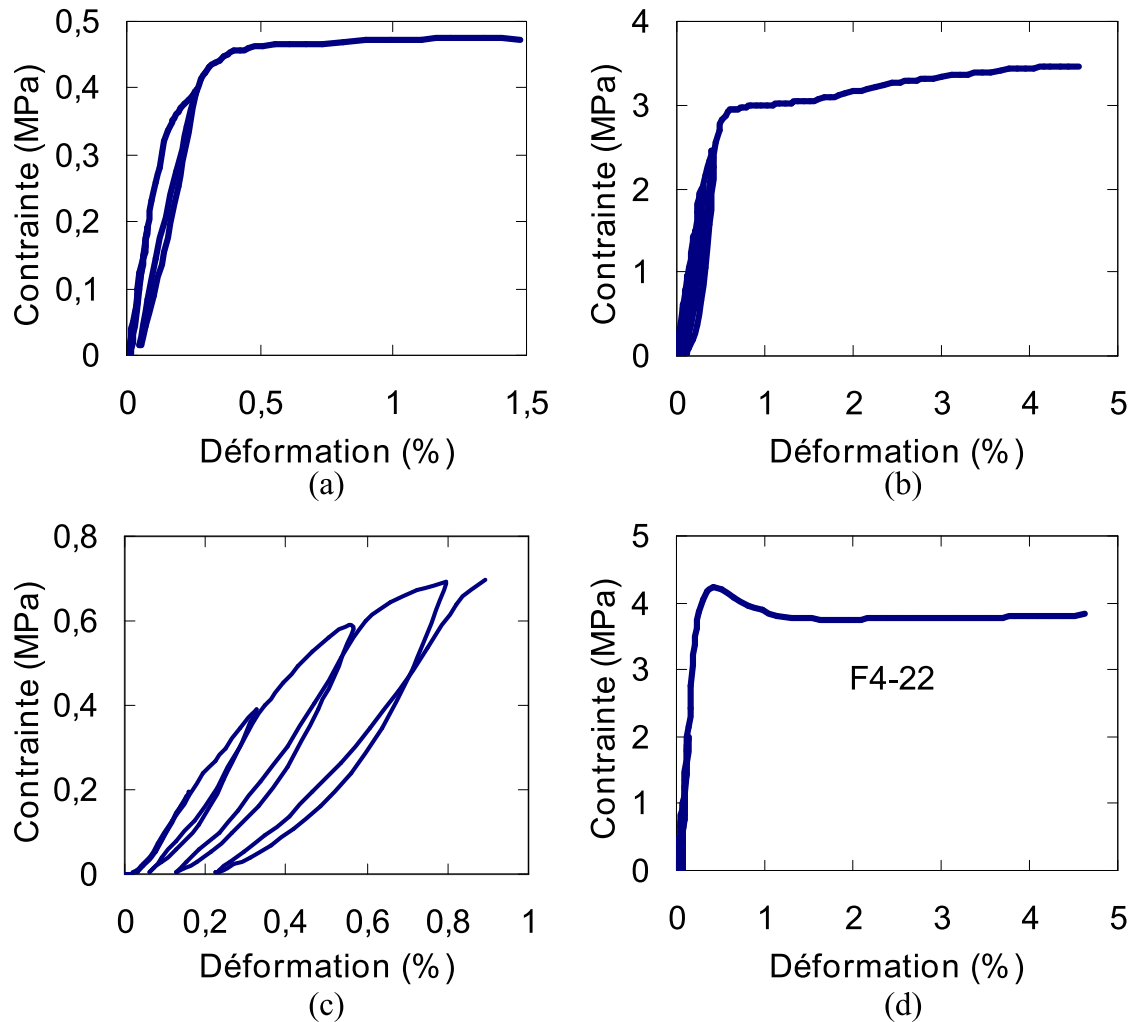


Figure III.4 – Comportement typique du béton de granulats de bois en compression : (a) avec un faible dosage en ciment (F1 à 62 jours en conditions endogènes), (b) avec un dosage intermédiaire (F3 à 104 jours en conditions de dessiccation), (c) en chargement cyclique (F1 à 104 jours en conditions de dessiccation), et (d) avec un dosage en ciment élevé (F4 à 62 jours en conditions de dessiccation).

III.1.3.2 Évolution dans le temps

La courbe contraintes/déformations de l'essai de compression simple sur le béton de granulats de bois évolue en fonction du temps en raison de l'hydratation du liant et du séchage des matériaux constituant du béton (granulats de bois et liant). Nous représentons sur

la figure III.5 l'évolution du dernier chargement (après les cycles) pour deux formulations différentes (F2 ($C/B = 1,75$) et F3). Sur cette figure, nous pouvons observer que l'allure générale de la courbe est identique pour toutes les échéances présentées. Cependant, les déformations résiduelles (représentées par le point de départ de la courbe) après trois ou quatre cycles de charge/décharge (cf. section III.1.1) diminuent avec le temps. Le matériau se déforme beaucoup plus lorsque l'essai est effectué après 7 jours en comparaison avec l'essai à 62 jours. La capacité du béton à se déformer diminue donc avec l'hydratation et le séchage. Cette diminution de la déformabilité est accompagnée par une augmentation de la raideur du matériau (la pente de la partie linéaire de la courbe) et de la contrainte maximale. Il est à noter que l'évolution de la courbe est beaucoup plus importante avant 28 jours. Après 28 jours, l'évolution reste limitée.

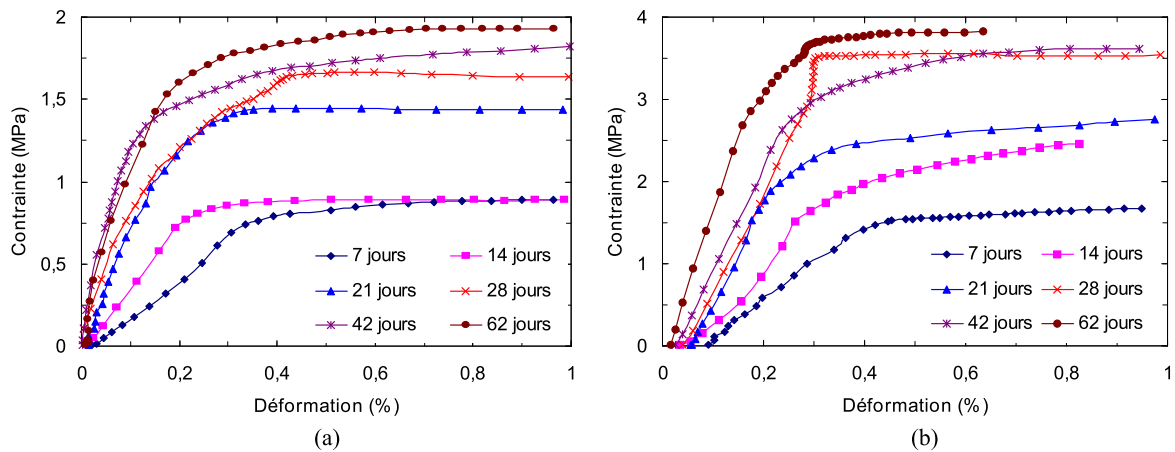


Figure III.5 – Évolution de la courbe contraintes/déformations dans le temps : (a) formulation F2 et (b) formulation F3.

III.1.4 Résistance en compression

La résistance en compression est l'une des grandeurs mécaniques les plus utilisées pour caractériser le comportement mécanique des matériaux. Elle représente la contrainte maximale admissible par le matériau. Dans le présent travail, la résistance en compression est déterminée à partir de la courbe contraintes/déformations (voir la section III.1.3) comme suit : pour les courbes présentant un pic de contraintes, la contrainte au niveau de ce pic donne la résistance en compression du matériau ; tandis que pour les courbes sans pic, la résistance en compression est donnée par la contrainte au niveau du plateau.

Dans l'objectif d'identifier les paramètres influant sur la résistance en compression du béton de granulats de bois, nous avons mesuré cette caractéristique pour les formulations étudiées aussi bien en conditions endogènes qu'en conditions de dessiccation. Les

paragraphes suivants présentent les résultats obtenus.

III.1.4.1 En conditions de dessiccation

La figure III.6 présente l'évolution de la résistance en compression en fonction de l'âge du béton. La résistance en compression du béton de granulats de bois augmente avec l'âge de celui-ci. Cette augmentation est très marquée pour la période entre 3 et 28 jours, puis elle ralentit de 28 à 42 jours pour tendre vers une asymptote horizontale après 42 jours. La résistance atteinte à 28 jours varie de 82 à 92 % de la résistance maximale mesurée pour chaque formulation. Cette évolution est associée à deux phénomènes couplés : l'hydratation de la pâte de ciment qui augmente la cohésion du matériau, et le séchage des constituants qui favorise leur résistance. La contribution de chacun des deux phénomènes n'est pas facilement identifiée à partir de ces résultats. Cette question sera traitée dans la section III.1.4.2.

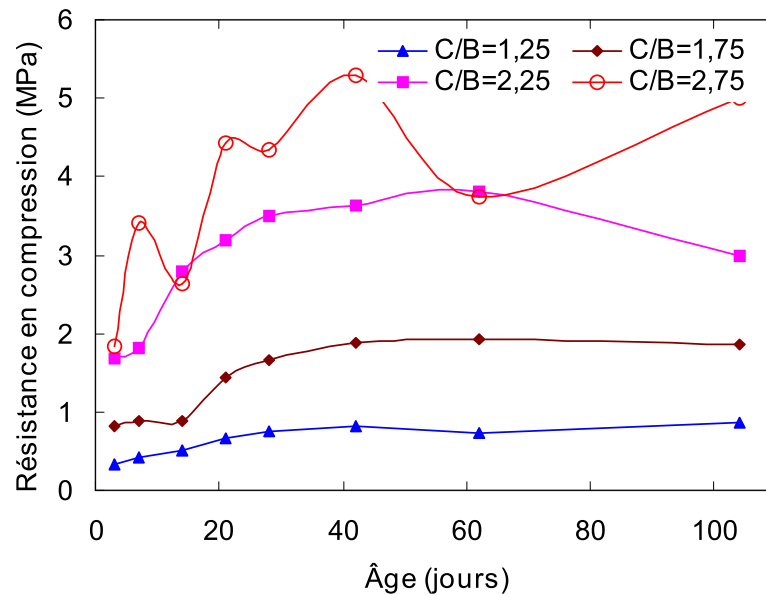


Figure III.6 – Évolution de la résistance en compression en fonction du temps pour les formulations étudiées conservées en conditions de dessiccation.

À teneur en granulats de bois constante, la résistance en compression du béton de granulats de bois augmente lorsque la teneur en liant augmente. Ce comportement est cohérent avec le fait que seul le liant est à l'origine de la résistance de ce type de matériaux (Cérézo [4]). L'augmentation de la teneur en liant permet de créer une coquille plus épaisse d'hydrates autour des granulats, et donc d'améliorer la résistance. La valeur maximale mesurée varie de 0,86 MPa, pour un rapport C/B de 1,25, à 5,3 MPa pour $C/B = 2,75$. Ces valeurs maximales restent très faibles par rapport à la résistance en compression d'un béton ordinaire qui est de l'ordre de 30 MPa. Cette faible résistance constitue une limite

pour l'utilisation répandue de ces matériaux, en particulier pour des structures nécessitant une résistance mécanique élevée. Les résistances obtenues demeurent cependant dans la gamme des résistances des bétons à particules végétales allant de 0,25-1,15 MPa pour le béton de chanvre (Cérizo [4], Nguyen [58]) à 8,5-12,7 MPa pour les composites argile-ciment-bois (Bouguerra et al. [78], Ledhem et al. [79]).

Notons que le comportement de la formulation F4 est un peu particulier. La courbe représentant la résistance de cette formulation en fonction du temps présente en effet des fluctuations. Cette formulation a fait l'objet, comme nous l'avons déjà souligné dans la section II.2.3.1, d'une fuite d'eau juste après le remplissage des moules. La quantité d'eau perdue ne serait peut-être pas identique pour toutes les éprouvettes. La pâte de ciment présenterait donc des propriétés mécaniques différentes justifiant les fluctuations observées pour la courbe de résistance de cette formulation.

III.1.4.2 En conditions endogènes

Dans l'objectif d'étudier l'effet des conditions de cure sur la résistance en compression du béton de granulats de bois et ainsi identifier la contribution de chaque processus (séchage ou hydratation) dans le développement de cette résistance, nous avons conservé une partie des éprouvettes fabriquées en conditions endogènes. Sur ces éprouvettes, nous avons réalisé des essais de compression à différents âges de béton. la figure III.7 présente les résultats de ces essais.

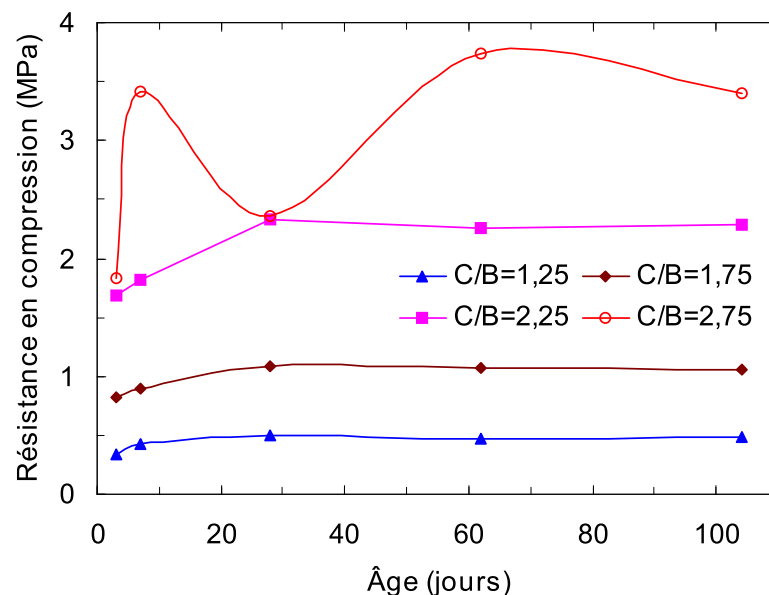


Figure III.7 – Résistance en compression en fonction du temps pour les formulations étudiées conservées en conditions endogènes.

En conditions endogènes, la résistance en compression du béton de granulats de bois

étudié dans le présent travail augmente jusqu'à l'âge de 28 jours. Le rapport entre la résistance à 28 jours et la résistance à 3 jours varie de 1,29 pour la formulation F4 à 1,47 pour la formulation F1. Après 28 jours, la résistance s'est stabilisée sauf pour la formulation F4. L'augmentation de la résistance est due à la création de réseaux d'hydrates par le processus d'hydratation. L'hydratation de la pâte de ciment continue donc jusqu'à 28 jours principalement. Après 28 jours, son évolution est moins importante et son effet sur la résistance en compression est négligeable.

Le tableau III.1 compare les résistances en compression à 28 jours obtenues dans deux environnements différents : en conditions de dessiccation et en conditions endogènes. Le rapport $\mathcal{R}_c^{\text{endogène}}/\mathcal{R}_c^{\text{dessiccation}}$ entre la résistance en conditions endogènes et celle en conditions de dessiccation est égal à 0,54 pour la formulation F4 et 0,66 environ pour les autres formulations. Ainsi, la résistance en compression de notre matériau en conditions endogènes atteint 2/3 de ce qu'elle devrait être dans les conditions de dessiccation décrites dans la section III.1.1. Le séchage des constituants contribue donc de 1/3 au moins à la résistance en compression du béton de granulats de bois.

Tableau III.1 – Comparaison entre la résistance en compression $\mathcal{R}_c^{\text{endogène}}$ en conditions endogènes et celle $\mathcal{R}_c^{\text{dessiccation}}$ en conditions de dessiccation à l'âge de 28 jours.

Formulation	F1	F2	F3	F4
$\mathcal{R}_c^{\text{dessiccation}}$ (MPa)	0,76	1,66	3,50	4,34
$\mathcal{R}_c^{\text{endogène}}$ (MPa)	0,50	1,09	2,33	2,36
Rapport $\mathcal{R}_c^{\text{endogène}}/\mathcal{R}_c^{\text{dessiccation}}$	0,66	0,67	0,66	0,54

III.1.4.3 Isotropie

Les essais de compression sur le béton de granulats de bois présentés jusqu'ici ont été réalisés en comprimant l'éprouvette dans la direction de coulage de béton. Cependant, pour étudier plus précisément le comportement mécanique de ce matériau en compression, nous avons mesuré sa résistance en compression dans les deux autres directions principales des éprouvettes. Le tableau III.2 rassemble les résultats obtenus pour trois formulations différentes conservées en conditions de dessiccation.

Les résistances en compression mesurées dans les deux directions perpendiculaires à la direction de coulage sont légèrement différentes, en particulier pour les formulations F2 et F4. Cette différence peut être expliquée par le fait que les éprouvettes testées ont des densités différentes. Les éprouvettes ayant des densités élevées présentent des résistances en compression supérieures à celles des éprouvettes avec des densités moins élevées. Une partie de l'écart entre les résistances dans les deux directions pourrait provenir des erreurs de mesure et/ou de la différence des microstructures des éprouvettes testées. Tenant

Tableau III.2 – Résistance en compression dans les trois directions principales des éprouvettes : direction de coulage D1 et les deux directions qui lui sont perpendiculaires D2 et D3. Les éprouvettes étaient en conditions de dessiccation et testées à 42 jours pour F1 et F4 et à 22 mois pour F2.

Formulation	Éprouvette	Masse volumique (kg.m ⁻³)	Direction du chargement	Résistance en compression (MPa)
F1 ($C/B = 1, 25$)	F1-6	468,4	D1	0,82
	F1-11	488,7	D2	0,96
	F1-22	515,1	D3	1,00
F2 ($C/B = 1, 75$)	F2-12	634,5	D1	1,82
	F2-14	608,3	D2	1,81
	F2-16	641,8	D3	2,07
F4 ($C/B = 2, 75$)	F4-15	872,0	D1	5,30
	F4-6	830,6	D2	5,86
	F4-19	895,8	D3	6,87

compte de ces remarques et du fait que les écarts ne sont pas suffisamment significatifs, nous considérons que le béton de granulats de bois présente une résistance identique dans les deux directions perpendiculaires à celle de coulage.

La résistance en compression dans la direction de coulage est légèrement inférieure à celles dans les deux autres directions pour les deux formulations F1 et F4. Ce résultat pourrait être justifié par le mode opératoire de l'essai de compression. En effet, la surface supérieure des éprouvettes n'a subi aucune rectification avant l'essai. Une concentration de contraintes dans certaines zones pourrait se produire et ainsi induire une légère modification de la résistance de notre béton. Cependant, nous pouvons considérer que la différence entre les résistances n'est pas suffisamment grande pour justifier un comportement anisotrope. Par conséquent, nous considérons en première approximation, compte tenu du fait que le liant est majoritairement à l'origine de la résistance et que les éprouvettes n'ont pas été compactées, que la résistance en compression est isotrope. Un travail supplémentaire sur ce point reste toutefois nécessaire pour préciser ce résultat.

III.1.5 Propriétés élastiques

En plus de la résistance en compression, les propriétés élastiques sont aussi nécessaires pour caractériser le comportement mécanique des matériaux. Pour le béton classique, l'Eurocode 2 propose une relation indicative entre le module de Young du béton et sa résistance en compression. Dans le présent travail, nous nous sommes donc intéressés au module de Young E .

Les paragraphes suivants présentent la méthode utilisée pour déterminer le module

de Young, les résultats obtenus pour les modules de Young mesurés pour les matériaux constitutants, et enfin l'effet de quelques paramètres sur le module de Young du béton de granulats de bois (vitesse de chargement, conditions de conservation, âge du béton et dosage en liant).

III.1.5.1 Détermination du module de Young

Le module de Young représente la pente de la partie linéaire du comportement du matériau. Pour déterminer le module de Young de notre béton, nous avons utilisé la courbe contraintes/déformations de l'essai de compression. Comme nous l'avons déjà signalé dans la section III.1.1, nous avons effectué des cycles de charge/décharge sur chaque éprouvette testée. Pour chacun de ces cycles, nous avons déterminé la pente de la partie linéaire de la charge (Figure III.8).

Dans les cas où les pentes déterminées sur les quatre cycles sont proches les unes des autres (Figure III.8(a)), le module de Young du béton est la moyenne des modules déterminés sur chaque cycle. Dans certains cas, le premier cycle de chargement produit un résultat différent des autres à cause de la phase de mise en place de l'essai de compression (Figure III.8(b)) ; dans d'autres cas, c'est le quatrième cycle qui sous-estime le module du béton en raison d'un éventuel endommagement du celui-ci (Figure III.8(c)). Pour ces deux cas de figure, le module est déterminé sur les cycles dont les résultats sont proches les uns des autres. Il est à noter que sur certaines éprouvettes, nous n'avons pu faire que trois voire deux cycles de chargement, car le plateau de contrainte a été atteint avant de réaliser les quatre cycles envisagés.

III.1.5.2 Modules de Young de la pâte de ciment et du bois

Dans l'objectif de caractériser les matériaux qui constituent le béton de granulats de bois étudié dans le cadre de ce travail, nous avons mesuré les modules de Young des pâtes de ciment et des éprouvettes en bois en utilisant la technique de corrélation d'images. Ces mesures constitueront une référence pour les modules du béton ainsi que pour les résultats de modélisation.

Nous avons fabriqué des pâtes de ciment avec un rapport Eau/Ciment $E/C = 0,5$ et nous les avons conservées, comme pour les bétons, en conditions endogènes (créées à l'aide des films plastiques) pendant 8 jours puis dans les conditions de la salle. Sur ces pâtes de ciment, nous avons effectué des essais de compression à 21 et 28 jours. Ces essais ont été réalisés sur des éprouvettes cubiques de dimensions $7 \times 7 \times 7 \text{ cm}^3$. Grâce à ces essais, nous avons pu mesurer un module de Young de $6695,4 \pm 85,6 \text{ MPa}$ à 21 jours et de $9535,9 \pm 542,8 \text{ MPa}$ à 28 jours. Le module de Young à 28 jours est inférieur à celui d'une

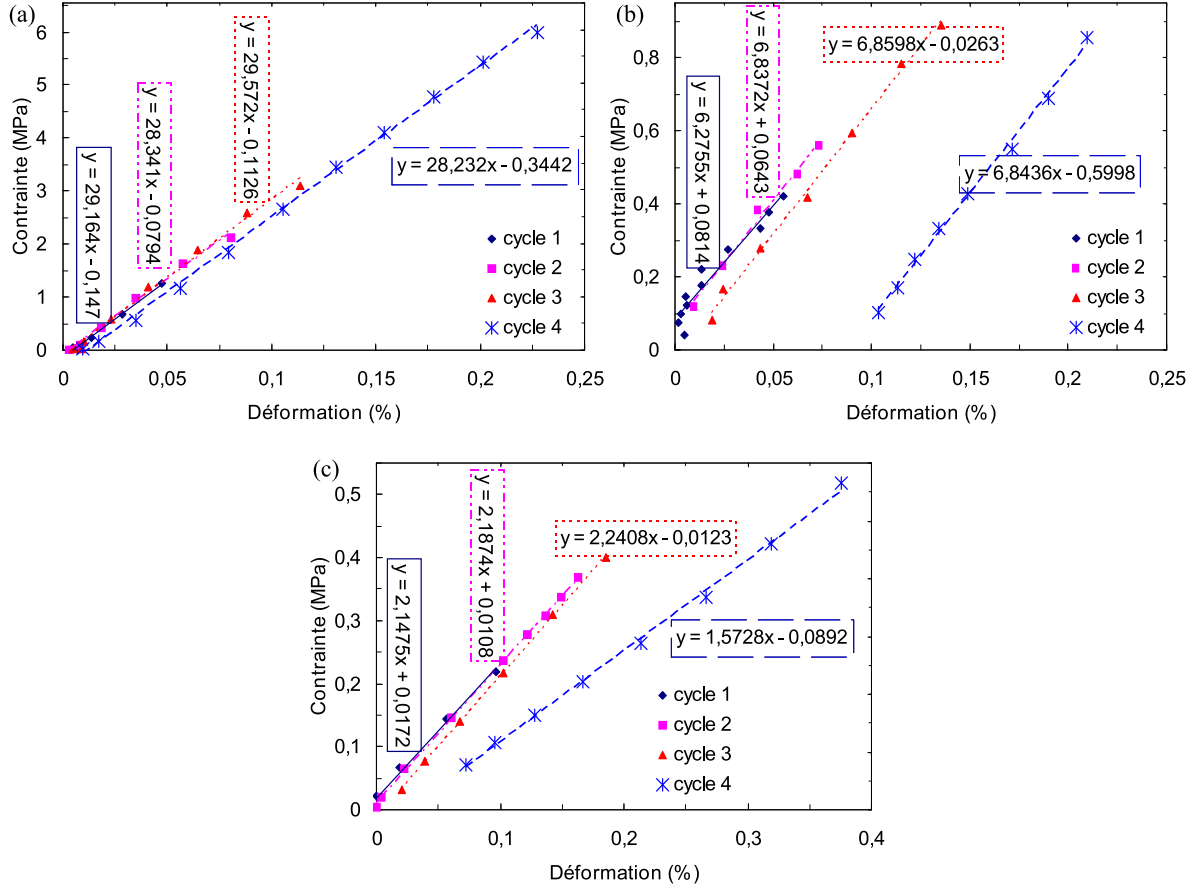


Figure III.8 – Détermination du module de Young du béton de granulats de bois à partir de la courbe contraintes/déformations. Cas typiques : (a) les modules déterminés sur les quatre cycles sont similaires, (b) le premier cycle sous-estime légèrement le module de Young, et (c) le dernier cycle sous-estime légèrement le module de Young.

pâte de ciment complètement hydratée rapporté par (Sanahuja et al. [113]) qui est plutôt autour de 20000 MPa, mais aussi à celui d'une pâte de ciment avec un rapport $E/C = 0,5$ mesuré à 28 jours par Marchand et al. (cité par Le Roy [114]) et qui est de 12000 MPa environ. Cette différence peut être due au fait que notre ciment n'est pas complètement hydraté à cause du couplage des phénomènes d'hydratation et de séchage ; et/ou au fait que nous avons utilisé un ciment de type CEM II dont les caractéristiques mécaniques sont plus faibles par rapport à un ciment de type CEM I qui est le plus souvent étudié dans la littérature.

Pour le bois de l'épicéa, matériau anisotrope, nous avons effectué des essais de compression dans les trois directions principales de ce matériau : la direction longitudinale qui est celle des fibres, la direction radiale qui est la direction de croissance en diamètre, et enfin la direction tangentielle. Les essais ont été réalisés sur du bois massif n'ayant subi aucun traitement. Les dimensions des éprouvettes sont $30 \times 30 \times 100 \text{ mm}^3$ environ pour

les compressions longitudinales et de $30 \times 30 \times 30 \text{ mm}^3$ pour les compressions radiales et tangentielles. Les essais sont limités au domaine élastique et permettent de déterminer le module de Young du bois étudié. Nous avons ainsi mesuré un module de Young de 13700 MPa dans la direction longitudinale, tandis que dans les directions radiale et tangentielle, les modules mesurés sont de 1090 MPa et 800 MPa, respectivement. Il est à noter que ces résultats sont pour un bois conservé en milieu ambiant avec une teneur en eau¹ de 7 % environ. Ces mesures sont comparées aux données bibliographiques regroupées dans le tableau III.3 pour une teneur en eau de bois de 12 %. D'après Gerhards [115], les modules du bois dépendent de sa teneur en eau. Compte tenu de la différence de la teneur en eau, les modules mesurés sont en accord avec ces données bibliographiques.

Tableau III.3 – Propriétés élastiques du bois de l'épicéa dans ses trois directions d'anisotropie : module de Young longitudinal E_l , radial E_r , et tangentiel E_t ; et coefficients de Poisson ν_{rl} , ν_{tr} et ν_{lt} à une teneur en eau de 12 %. Sitka et Engelmann sont deux types d'épicéa.

Référence	E_l (MPa)	E_r (MPa)	E_t (MPa)	ν_{rl}	ν_{tr}	ν_{lt}
[116]	10700	649	348	0,02	0,3	0,4
[117] Sitka	10890	849	468	0,04	0,248	0,467
[117] Engelmann	9790	1253	578	0,083	0,255	0,462

III.1.5.3 Influence de la vitesse de chargement sur le module de Young de béton de granulats de bois

Comme nous l'avons signalé au chapitre II, la vitesse de chargement utilisée pour les essais de compression est de 10 mm/min. Vu le faible nombre de normes concernant la caractérisation des bétons végétaux, toute étude de caractérisation de ces matériaux par des essais expérimentaux doit prendre en compte la variation des propriétés mécaniques mesurées en fonction de la vitesse du chargement. Ainsi, nous avons étudié l'impact de la vitesse de chargement sur deux formulations différentes (F1 et F4). La figure III.9 présente les courbes résultantes pour les deux formulations étudiées.

Sur la figure III.9(a), nous pouvons constater que les deux vitesses fournissent des pentes parallèles. Cependant, l'allure des courbes est différente : avec une vitesse de 10 mm/min, le cycle charge/décharge présente une hystérésis, alors qu'avec une vitesse de 2 mm/min, cette hystérésis est moins identifiable. Sur la figure III.9(b), les pentes sont également parallèles mais avec une plus grande fluctuation des résultats autour d'une courbe linéaire pour l'essai avec la plus faible vitesse de chargement.

¹La teneur en eau dans le bois est habituellement exprimée comme le pourcentage de la masse d'eau dans le bois sur la matière sèche dans le bois (bois anhydre).

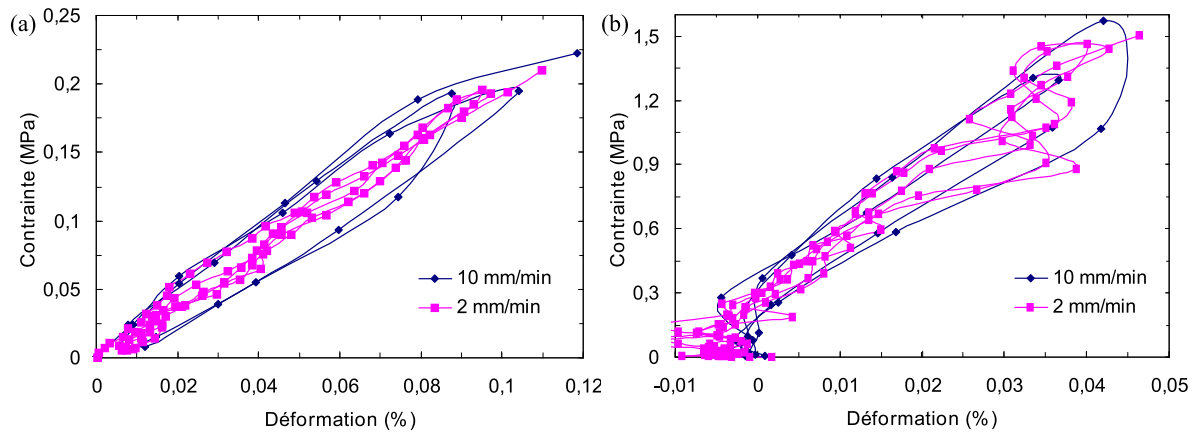


Figure III.9 – Effet de la vitesse de chargement sur la courbe contraintes/déformations de l'essai de compression sur les deux formulations : (a) F1 et (b) F4.

Le tableau III.4 résume les modules de Young calculés pour les deux formulations étudiées. De ce tableau, nous déduisons que les écarts entre les valeurs mesurées avec une vitesse de 2 mm/min et celles mesurées à 10 mm/min ne sont pas suffisamment significatifs. Par conséquent, nous pouvons affirmer que la vitesse de chargement n'a pas d'effet sur la mesure du module de Young. Cette vitesse a été donc fixée pour le reste des essais à 10 mm/min.

Tableau III.4 – Influence de la vitesse de chargement sur la mesure du module de Young du béton de granulats de bois en conditions de dessiccation. Les éprouvettes ont été testées à 28 (1^{re} mesure), 42 (2^e mesure) et 62 (3^e mesure) jours pour F1 et à 21 (1^{re} mesure) et 28 (2^e mesure) jours pour F4.

Formulation	Vitesse du chargement (mm/min)	Module de Young (MPa)		
		1 ^{re} mesure	2 ^e mesure	3 ^e mesure
F1 ($C/B = 1, 25$)	2	202	232	140
	10	230	231	140
F4 ($C/B = 2, 75$)	2	2454	2683	-
	10	2422	2596	-

III.1.5.4 Effet du dosage en ciment et de l'âge du béton

Toujours dans l'objectif d'identifier les paramètres qui influencent les caractéristiques mécaniques du béton de granulats de bois, nous avons effectué des mesures de module de Young à différents âges du béton et à différentes conditions de conservation pour les quatre formulations étudiées. Sur la figure III.10 sont représentées les évolutions des modules de Young en fonction du temps jusqu'à l'âge de 28 jours en conditions de dessiccation.

Comme pour la résistance en compression, à une teneur en bois identique, le module de Young augmente lorsque le dosage en ciment augmente. Ce résultat est cohérent avec l'hypothèse que la pâte de ciment remplit la porosité intergranulaire. Plus le dosage en ciment est élevé, moins le béton est poreux, et par conséquent son module augmente.

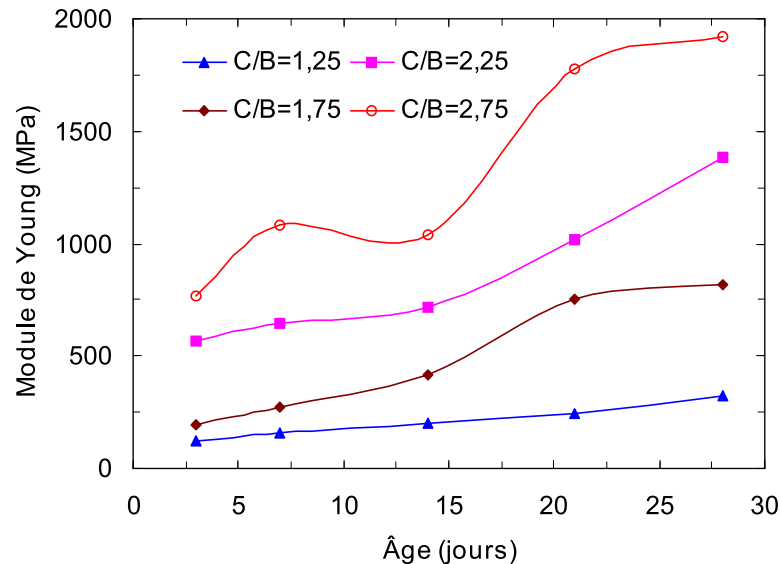


Figure III.10 – Effet de la teneur en ciment (rapport C/B) et de la durée de cure sur les modules de Young du béton de granulats de bois étudié en conditions de dessiccation.

Le module de Young du béton de granulats de bois étudié croît avec l'âge du béton. Cette croissance se produit de manière différente pour les quatre formulations étudiées. Pour la formulation F1 ($C/B = 1,25$), le module augmente avec un taux quasi-constant pendant les 28 jours, tandis que pour la formulation F3 ($C/B = 2,25$), la courbe montre un changement de taux de croissance après 14 jours. Pour les formulations F2 ($C/B = 1,75$) et F4 ($C/B = 2,75$), l'évolution du module de Young entre 14 et 21 jours se fait d'une manière accélérée en comparaison avec celle avant 14 jours ; alors que l'évolution entre 21 et 28 jours est relativement lente. Ce comportement différent entre les formulations pourrait être dû, en plus d'une éventuelle dispersion des résultats à une échéance donnée, d'une part aux conditions de conservation qui sont difficiles à contrôler, et d'autre part à l'effet de la compacité mal maîtrisée des granulats. Les formulations F1 et F3 d'une part et F2 et F4 d'autre part étaient conservées dans les mêmes conditions (voir chapitre II), expliquant ainsi la ressemblance entre les évolutions des modules de Young de chaque paire conservée dans des conditions identiques.

Il est à noter que, en comparaison avec la résistance en compression, la formulation F4 présente une évolution de module de Young moins fluctuante. Une raison pouvant justifier cette différence entre la résistance en compression et le module de Young est la contribution des granulats de bois. La pâte de ciment contrôle majoritairement la

résistance en compression comme nous l'avons signalé à la section III.1.4.1, tandis que pour le module de Young, les granulats jouent un rôle non négligeable (cf. section III.3.3). Les résultats du module de Young sont donc moins sensibles à la perte d'eau constatée juste après le moulage des éprouvettes.

Le tableau III.5 regroupe les modules de Young mesurés entre 28 et 104 jours. Ces résultats montrent que l'évolution du module de Young du béton de granulats de bois étudié dans le cadre de ce travail est complexe. Pour la formulation avec un dosage en ciment faible ($C/B = 1,25$), le module de Young diminue d'une façon continue entre 28 et 104 jours. Cette diminution pourrait provenir de la perte de l'adhérence entre le granulat et la fine couche du liant qui l'entoure à cause de la faible teneur en ciment (cf. section IV.3). Pour les formulations F2 ($C/B = 1,75$) et F4 ($C/B = 2,75$), le module de Young croît entre 28 et 104 jours avec une croissance plus significative pour F2. Concernant la formulation F3 ($C/B = 2,25$), le module de Young augmente entre 28 et 62 jours et diminue considérablement entre 62 et 104 jours. Cette diminution reste à confirmer car le résultat a été obtenu sur un essai uniquement.

Tableau III.5 – Évolution du module de Young (en MPa) du béton de granulats de bois en conditions de dessiccation entre 28 et 104 jours pour les quatre formulations étudiées.

Formulation \ Âge (jours)	28	42	62	104
F1 ($C/B = 1,25$)	324	220	209	179
F2 ($C/B = 1,75$)	814	1249	1319	1587
F3 ($C/B = 2,25$)	1383	1633	2117	819 ^a
F4 ($C/B = 2,75$)	1922	1280	2037	2557

^arésultat paraissant aberrant

La figure III.11 présente l'évolution des modules de Young en fonction du temps pour les quatre formulations étudiées conservées en conditions endogènes. Le module de Young augmente entre 3 et 7 jours pour les formulations F1, F2 et F3. Entre 7 et 28 jours, les modules de Young n'ont évolué que légèrement. Le rapport entre la valeur du module de Young à 7 jours et celle à 28 jours varie de 88 % pour la formulation F1 et 99 % pour la formulation F3. Pour la formulation F4, la valeur du module de Young à 7 jours est jugée aberrante. Le rapport entre les valeurs du module de Young à 3 et à 28 jours est de 67 %. Ces résultats montrent que l'évolution du module de Young du béton de granulats de bois, en conditions endogènes, en fonction de l'âge de celui-ci, est différente de celle de la résistance en compression (cf. section III.1.4.2). La contribution non négligeable des granulats de bois dans la raideur du béton pourrait expliquer cette différence entre les évolutions de ces deux propriétés.

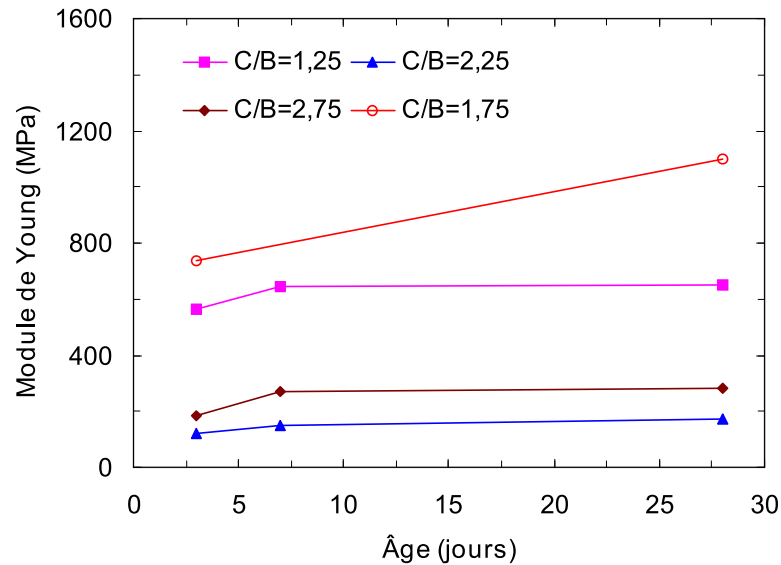


Figure III.11 – Effet de la teneur en ciment (rapport C/B) et de la durée de cure sur les modules de Young du béton de granulats de bois conservé en conditions endogènes.

III.1.6 Bilan

La technique de corrélation d'images 2D a été utilisée pour mesurer les propriétés mécaniques (modules de Young et résistances en compression) du béton de granulats de bois. L'effet des conditions de conservation, de la teneur en ciment et de l'âge du béton sur ces propriétés a été exploré. La figure III.12 présente le module de Young du béton de granulats de bois étudié en fonction de sa résistance en compression. Cette figure montre la dispersion des résultats, en particulier pour des valeurs élevées de modules et de résistances. Il est donc difficile de proposer une loi théorique qui lie ces deux paramètres. Néanmoins, nous pouvons constater que globalement les résultats suivent une courbe maîtresse montrant la croissance du module de Young du béton de granulats de bois lorsque sa résistance en compression augmente.

III.2 Modélisation des propriétés élastiques des bétons de granulats de bois

L'étude expérimentale présentée dans les sections précédentes est complétée par un travail de modélisation. L'objectif de cette modélisation est de proposer un outil prédictif du comportement élastique des bétons de granulats de bois. Cet outil prédictif se base sur les techniques d'homogénéisation dont nous avons présenté le principe général au chapitre II.

Dans cette section, nous présentons d'abord un bilan bibliographique des méthodes utilisées dans la littérature pour modéliser les propriétés élastiques des bétons contenant

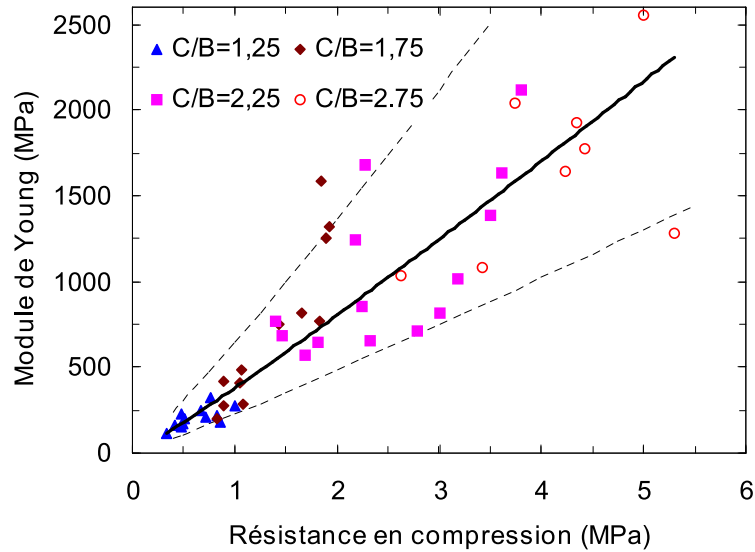


Figure III.12 – Module de Young du béton de granulats de bois en fonction de sa résistance en compression.

des particules végétales ; ensuite nous détaillons la méthode choisie dans le cadre de ce travail ; et enfin nous décrivons les résultats du modèle développé à partir de cette méthode, afin notamment de discuter de l'effet des dosages des différents constituants sur les propriétés élastiques du béton.

III.2.1 État de l'art sur les méthodes de modélisation du comportement mécanique des bétons végétaux

Contrairement au cas des propriétés thermiques, la modélisation des propriétés mécaniques des bétons à base de granulats d'origine végétale n'a fait l'objet que de peu d'études. Ce manque de travail de modélisation pour ce type de matériaux pourrait provenir de leur complexité et/ou des utilisations qui leur sont réservées basées généralement sur leurs performances thermiques. Les paragraphes suivants décrivent les méthodes trouvées dans la littérature.

Notons que le choix de la méthode d'homogénéisation doit reposer sur deux éléments : le premier élément est lié à la propriété à modéliser qui doit être mesurée expérimentalement pour ainsi confronter la valeur théorique et celle mesurée ; le second élément repose sur la possibilité d'étudier, avec cette méthode d'homogénéisation, la variation de la propriété modélisée en fonction des dosages des constituants.

III.2.1.1 Méthodes analytiques

Dans ses travaux de thèse, Cérézo [4] a utilisé l'homogénéisation autocohérente pour modéliser les propriétés élastiques du béton de chanvre. La propriété modélisée par l'auteur est le module de Young. Ce module est mesuré expérimentalement sur des éprouvettes cylindriques (hauteur 320 mm et diamètre 160 mm). Les déformations utilisées pour déterminer ce module sont calculées en se basant sur le déplacement de la traverse de la machine de compression.

Le modèle développé par Cérézo est basé sur les travaux de Christensen et Lo [101] et de Hashin et Monteiro [118]. Le motif élémentaire utilisé est présenté dans la figure III.13(a). Il est composé d'une sphère tricomposite représentant de l'air entouré de particules de chanvre, elles-mêmes entourées de liant. Cette microstructure suppose une continuité de la matrice de liant.

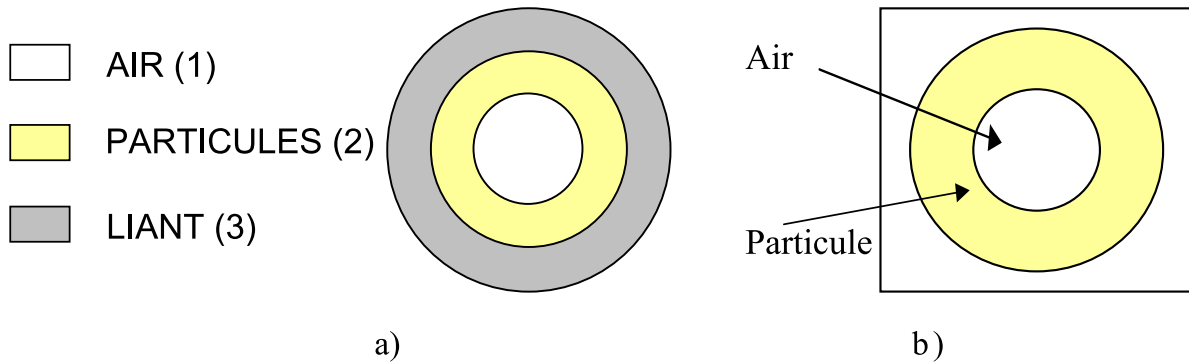


Figure III.13 – Motifs élémentaires utilisés par Cérézo [4] pour modéliser les propriétés élastiques (a) du béton de chanvre et (b) du chanvre en vrac.

Pour accéder aux propriétés élastiques de la particule de chanvre, nécessaires pour l'estimation de celles du béton de chanvre, Cérézo [4] a appliqué son modèle sur le chanvre en vrac avec une sphère bicomposite comme motif élémentaire (figure III.13(b)). Les propriétés de la particule ont donc été déterminées à partir de celles du chanvre en vrac grâce à une analyse inverse. Le module de Young mesuré sur le chanvre en vrac est de 0,25 MPa. En utilisant cette valeur, l'auteur a obtenu un module de Young de 0,93 MPa pour la particule de chanvre.

En appliquant le modèle développé sur le béton de chanvre en prenant un module de Young de 500 MPa pour le liant, Cérézo [4] conclut que ce modèle fournit un ordre de grandeur correct pour les formulations présentant un dosage en liant élevé (fraction volumique supérieure à 19 %). Lorsque ce dosage en liant est faible, les résultats de la modélisation divergent des mesures expérimentales à cause de l'hypothèse de la continuité de la matrice qui n'est pas vérifiée pour ces formulations.

Toujours dans l'objectif de modéliser les propriétés élastiques du béton de chanvre, Pham et al. [119] se sont servis des méthodes classiques d'homogénéisation. Les auteurs ont modélisé les constituants par des inclusions ellipsoïdales ayant un élanement moyen de 4. Les auteurs ont donc utilisé le schéma de Mori-Tanaka (voir section II.4.2) avec le tenseur d'Eshelby donné par Lin et Mura [120], l'approche autocohérente où la résolution du problème implicite a été effectuée par la méthode itérative, et les bornes de Hashin-Shtrikman (Hashin et Shtrikman [103]). Les valeurs des modules de Young utilisés sont de 0,93 MPa (valeur obtenue par Cérézo [4]) pour les particules de chanvre et de 6 GPa pour le liant (valeur mesurée sur du liant seul). Les résultats obtenus montrent que ces méthodes d'homogénéisation (Mori-Tanaka et autocohérente) surestiment les modules de Young. L'approche autocohérente donne des estimations plus proches des observations expérimentales en comparaison avec la méthode de Mori-Tanaka. Cependant, l'analyse réalisée dans ce travail est limitée au cas des faibles concentrations de la chènevotte.

III.2.1.2 Méthodes numériques

En plus des méthodes analytiques, Pham et al. [119] ont employé la méthode des éléments finis en 3D, à l'aide du logiciel Abaqus, pour estimer les propriétés élastiques du béton de chanvre. Ils ont modélisé les particules de chanvre par des inclusions sphériques. Ce choix est justifié par le fait que les particules sont orientées aléatoirement. Cependant, les auteurs ont étudié deux distributions de ces sphères : la première est une distribution périodique, tandis que la deuxième est une distribution aléatoire générée grâce au logiciel Cast3M. Les résultats de ces deux distributions sont similaires et très proches de ceux fournis par le schéma de Mori-Tanaka. Ces deux distributions surestiment donc les propriétés élastiques du béton de chanvre.

Dans ses travaux de thèse, Mom [121] a développé un modèle d'homogénéisation numérique pour des milieux morphologiquement riches (milieux multi-phases et fortement renforcés avec des renforts de forme allongée). Ce modèle est une adaptation de la méthode d'homogénéisation itérative (Benhamida et Dumontet [122], Brini [123], Zouari et al. [124], Smaoui et al. [125]) dont le principe est proche de celui du schéma différentiel présenté au chapitre II. Alors que les méthodes itératives classiques se basent sur la résolution, à chaque itération, d'un problème analytique par le schéma des distributions diluées, le modèle proposé par Mom fait appel à une résolution numérique. Grâce à cette résolution numérique, les inclusions sont modélisées par des plaquettes parallélépipédiques (inclusions 3D) s'approchant ainsi de leur forme réelle. Trois problèmes élémentaires associés à des chargements dans les trois directions principales de la plaquette sont à résoudre à chaque itération pour modéliser un comportement macroscopique orthotrope. Ces problèmes sont étudiés dans le cas où toutes les plaquettes sont orientées dans l'une des

trois directions principales du volume élémentaire. Les résultats de cette configuration sont ensuite utilisés pour déduire analytiquement les propriétés élastiques d'un milieu où toutes les plaquettes sont orientées dans une direction quelconque par changement de base. Enfin, pour un milieu poly-orienté, les différentes orientations sont introduites à chaque itération et le calcul s'effectue à partir des résultats d'un milieu orienté dans une direction du repère.

Mom a appliqué son modèle sur le béton de chanvre non compacté à partir des résultats expérimentaux de Cérézo [4]. Les propriétés élastiques de la particule de chanvre ont été déterminées par analyse inverse en suivant la même démarche de Cérézo. La comparaison des résultats du modèle développé avec ceux donnés par le modèle itératif analytique à inclusion sphérique a permis à Mom de conclure que, pour un milieu contenant des particules orientées aléatoirement, le comportement équivalent est isotrope. Il n'est donc pas nécessaire, selon l'auteur, de prendre en compte l'anisotropie et la forme des particules, et la résolution numérique des problèmes locaux n'est par conséquent pas indispensable.

Le modèle de Mom a montré son intérêt pour modéliser le comportement des matériaux à particules orientées. En effet, Mom a exploité les résultats de Nguyen [58] pour estimer les propriétés élastiques du béton de chanvre compacté. L'auteur a d'abord proposé un scénario de l'évolution de la microstructure avec le compactage. Ce scénario consiste en la fermeture de la porosité entre les particules en premier lieu, suivie par la porosité intraparticulaire (porosité dans les particules de chanvre) et en dernier lieu la porosité du liant. Des analyses inverses ont ensuite permis à l'auteur d'identifier les comportements du liant et des particules de chanvre en fonction de leurs porosités. Toutes ces informations ont donc été intégrées dans le modèle développé et les résultats obtenus sont cohérents avec les mesures expérimentales.

III.2.1.3 Bilan

À partir de cette synthèse bibliographique, nous pouvons conclure que plusieurs outils de modélisation des propriétés mécaniques des bétons végétaux ont été explorés. Ces outils se basent sur des approches d'homogénéisation analytiques et/ou sur des méthodes de résolution numériques. L'utilisation de ces outils nécessite la connaissance des propriétés mécaniques des phases constituant le béton végétal. L'accès à ces propriétés est parfois difficile, en particulier pour les particules végétales. L'analyse inverse permet de pallier cette difficulté. Il est toutefois nécessaire de discuter de la validité des propriétés obtenues par l'analyse inverse. Cette discussion n'a malheureusement pas été effectuée dans les travaux recensés.

III.2.2 Choix de la microstructure et de la méthode d'homogénéisation

Après avoir exposé les différentes méthodes trouvées dans la littérature pour modéliser le comportement mécanique des bétons à particules d'origine végétale, nous présentons, dans les paragraphes qui suivent, le principe du modèle que nous avons développé pour estimer les propriétés élastiques du béton de granulats de bois. Nous décrivons d'abord la microstructure que nous avons choisie ; et ensuite nous expliquons en détail la méthode de calcul adoptée.

III.2.2.1 Description de la microstructure élémentaire pour le modèle

Comme déjà signalé au chapitre II, l'objectif du présent travail est d'étudier le béton de granulats de bois à compacité maximale des granulats sans appliquer aucun compactage. Il s'agit donc de travailler sur un béton à particules orientées aléatoirement puisque, en l'absence de compactage, les granulats de bois n'ont pas de direction préférentielle d'orientation. D'après les travaux de Mom [121], la prise en compte de l'anisotropie et de la forme des granulats de bois n'est pas nécessaire pour modéliser les propriétés élastiques du béton incorporant ces particules. L'anisotropie des granulats s'efface pour donner un comportement équivalent isotrope. Par conséquent, nous choisissons des formes sphériques pour représenter les granulats de bois dans ce travail.

Dans le modèle autocohérent de Cérézo [4] ou encore celui de Pham et al. [119], les inclusions sphériques ont été utilisées (cf section III.2.1.1). Les résultats obtenus par ces modèles ont montré que les motifs élémentaires qu'ils ont adoptés ne sont peut-être pas appropriés pour représenter la microstructure réelle du matériau à modéliser. Ce problème de microstructure mal représentée pourrait mettre en question la validité des modèles qu'ils ont développés, en particulier par rapport aux propriétés des phases constituantes déterminées par analyse inverse. Une adaptation de leurs motifs élémentaires semble donc nécessaire pour s'approcher de cette microstructure réelle.

La figure III.14(a) schématise la microstructure du béton de granulats de bois à partir des observations présentées au chapitre II. Cette microstructure montre que les granulats de bois sont entourés par une couche de liant plus ou moins fine tandis que l'air occupe la porosité entre ces granulats. Des sphères simples comme dans le modèle de Pham et al. [119] ou les sphères tricomposites qui ont été employées par Cérézo [4] (avec l'air au centre de la sphère) ne permettent donc pas de bien décrire cette structure. Pour cette raison, nous avons opté pour le motif représenté dans la figure III.14(b). Ce motif est constitué de deux types d'inclusions : une inclusion sphérique bicomposite représentant le granulat de bois entouré par le liant ; et une inclusion sphérique simple représentant la porosité

intergranulaire. Ces inclusions sont plongées dans le milieu homogénéisé dont on veut déterminer les propriétés.

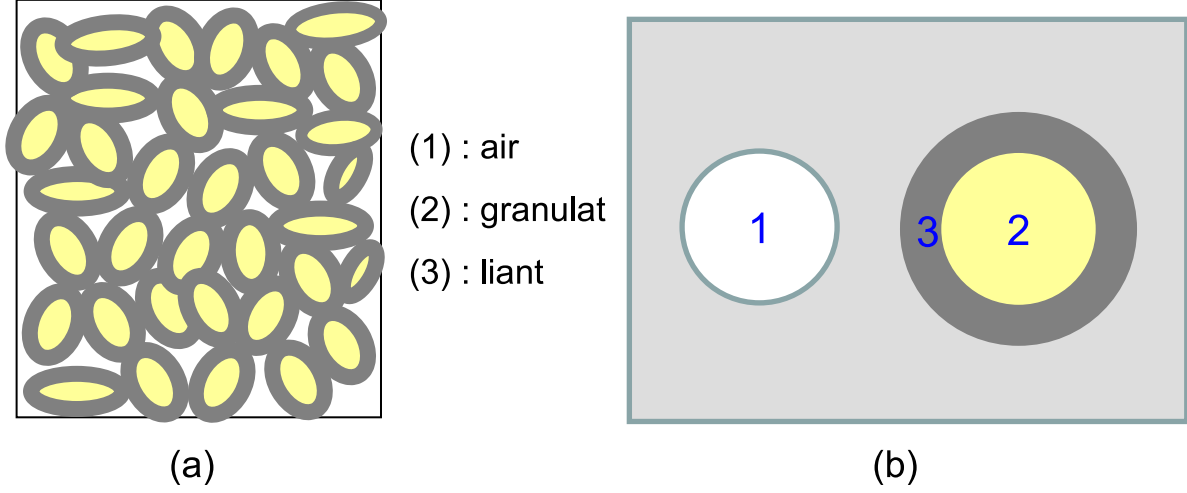


Figure III.14 – (a) Microstructure schématisée du béton de granulats de bois et (b) motif élémentaire utilisé pour modéliser les propriétés élastiques de ce béton.

III.2.2.2 Principe général de la méthode de calcul des propriétés équivalentes

Après avoir décrit le motif élémentaire adopté, nous passons à la présentation de la méthode de calcul permettant d'estimer les propriétés élastiques du béton de granulats de bois. En raison de la microstructure du matériau à étudier, nous avons choisi de travailler avec le schéma autocohérent. Ce schéma est en effet mieux adapté à la modélisation des milieux granulaires pour lesquels aucune phase ne joue de rôle prépondérant (cf section II.4.2.4).

Comme l'objectif est de déterminer les propriétés élastiques du béton étudié, nous pouvons nous limiter à des comportements élastiques linéaires pour les constituants. Le comportement de la pâte de ciment constituant le liant est isotrope. Celui du granulat de bois, étant modélisé par une inclusion sphérique, peut être considéré isotrope également. Ainsi, le comportement du milieu équivalent est aussi élastique linéaire et isotrope. Notons \mathbb{C}_c et \mathbb{C}_g le tenseur des rigidités de la pâte de ciment et des granulats, respectivement ; et \mathbb{C}_{ac} celui du milieu équivalent calculé par le schéma autocohérent (ac = autocohérent). En tenant compte de l'isotropie des comportements, les tenseurs des rigidités peuvent être définis par les modules de compression k et de cisaillement μ :

$$\mathbb{C}_{(i)} = 3k_{(i)}\mathbb{J} + 2\mu_{(i)}\mathbb{K} \quad ((i) = c, g, ac), \quad (\text{III.2})$$

où \mathbb{J} et \mathbb{K} sont des tenseurs d'ordre 4 définis dans la section II.4.2.1.

Comme déjà explicité au chapitre II, afin de déterminer le tenseur des rigidités du milieu équivalent, l'homogénéisation se limite à estimer la relation entre déformations macroscopiques et déformations moyennes par phase. Pour faciliter la démarche, nous transformons le problème avec deux inclusions simple et bicomposite en deux problèmes élémentaires avec une seule inclusion simple ou bicomposite, tous deux soumis à une déformation uniforme $\underline{\underline{\mathbf{E}}}^\infty$ à l'infini, comme nous pouvons le voir sur la figure III.15. Le premier problème avec une inclusion sphérique simple est le problème classique de l'inclusion d'Eshelby. La moyenne du champ de déformations dans l'inclusion représentant le pore peut être déduite de l'équation (II.36) en prenant le tenseur des rigidités de l'inclusion nul. On peut donc écrire :

$$\langle \underline{\underline{\epsilon}} \rangle_p = [\mathbb{I} - \mathbb{P}^{ac} : \mathbb{C}_{ac}]^{-1} : \underline{\underline{\mathbf{E}}}^\infty \quad (\text{III.3})$$

où \mathbb{P}^{ac} est le tenseur de Hill du milieu infini de modules \mathbb{C}_{ac} . Son expression dans le cas de l'isotropie est donnée dans l'équation (II.43) en remplaçant l'indice "1" par "ac".

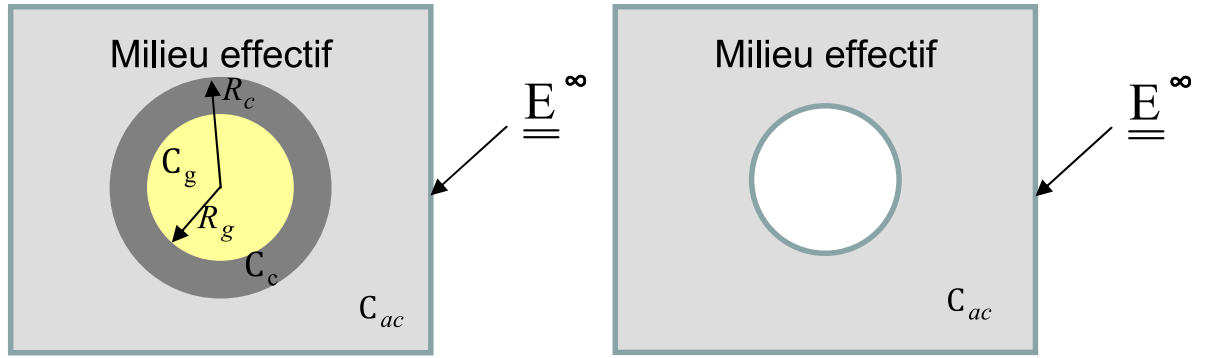


Figure III.15 – Problèmes élémentaires avec une inclusion bicomposite et simple.

Le deuxième problème avec une inclusion sphérique bicomposite a été développé par Christensen et Lo [101]. Sa solution a été généralisée au cas des inclusions sphériques à n couches par Hervé et Zaoui [102]. Nous présentons brièvement dans les paragraphes qui suivent la méthode de résolution dans le cas de notre matériau. La déformation uniforme $\underline{\underline{\mathbf{E}}}^\infty$ imposée à l'infini est décomposée en une partie sphérique et une partie déviatorique pour faciliter la résolution du problème.

III.2.3 Dérivation du modèle

III.2.3.1 Déformations sphériques à l'infini

Nous considérons un chargement sphérique uniforme à l'infini de la forme : $\underline{\underline{\mathbf{E}}}^\infty = \mathbf{E}^\infty \mathbb{I}$. Le champ de déplacement solution du problème en chaque phase (i) ($i = c, g, ac$) est

sous la forme (Love [126]) :

$$\xi_r^{(i)} = \mathcal{X}_{(i)} r + \frac{\mathcal{Y}_{(i)}}{r^2}, \quad \xi_\theta^{(i)} = \xi_\phi^{(i)} = 0, \quad (\text{III.4})$$

où nous avons utilisé les coordonnées sphériques (r, θ, ϕ) , et $\mathcal{X}_{(i)}$ et $\mathcal{Y}_{(i)}$ sont des constantes à déterminer. Le champ de contraintes en chaque phase est donné par :

$$\sigma_{rr}^{(i)} = 3k_{(i)}\mathcal{X}_{(i)} - 4\mu_{(i)}\frac{\mathcal{Y}_{(i)}}{r^3}, \quad \sigma_{\theta\theta}^{(i)} = \sigma_{\phi\phi}^{(i)} = 3k_{(i)}\mathcal{X}_{(i)} + 2\mu_{(i)}\frac{\mathcal{Y}_{(i)}}{r^3}, \quad \sigma_{r\theta} = \sigma_{r\phi} = \sigma_{\theta\phi} = 0. \quad (\text{III.5})$$

La constante \mathcal{X}_g est nulle pour éviter une singularité au centre de la sphère composite ; et le chargement imposé à l'infini permet d'écrire $\mathcal{X}_{ac} = \mathbf{E}^\infty$. Les quatre autres constantes sont déterminées grâce à la condition de continuité des champs de contraintes et de déplacements aux interfaces $r = R_g$ et $r = R_c$.

La moyenne du champ de déformations dans chaque phase peut être déterminée à partir des champs solutions comme suit (Hervé et Zaoui [102]) :

$$\langle \underline{\underline{\epsilon}} \rangle_{(i)} = \frac{1}{V_{(i)}} \int_{V_{(i)}} \underline{\underline{\epsilon}} dV = \frac{3\mathcal{X}_{(i)}}{\mathcal{X}_{ac}} \mathbf{E}^\infty. \quad (\text{III.6})$$

III.2.3.2 Déformations déviatoriques à l'infini

Le chargement imposé est un cisaillement simple de la forme : $\underline{\underline{\mathbf{E}}}^\infty = \mathbf{E}^\infty (\mathbf{e}_1 \otimes \mathbf{e}_2 + \mathbf{e}_2 \otimes \mathbf{e}_1)$. Le champ de déplacement solution de ce problème est donné en chaque phase (i) par (Love [126]) :

$$\begin{cases} \xi_r^{(i)} = \Gamma_r^{(i)}(r) \sin^2 \theta \cos 2\phi \\ \xi_\theta^{(i)} = \Gamma_\theta^{(i)}(r) \sin \theta \cos \theta \cos 2\phi \\ \xi_\phi^{(i)} = \Gamma_\phi^{(i)}(r) \sin \theta \sin 2\phi \end{cases} \quad (\text{III.7})$$

avec $\Gamma_r^{(i)}$, $\Gamma_\theta^{(i)}$ et $\Gamma_\phi^{(i)}$ des fonctions qui dépendent uniquement de r dont les expressions sont données par les équations suivantes :

$$\begin{cases} \Gamma_r^{(i)} = \mathcal{S}_{(i)} r - 6 \frac{\nu_{(i)}}{1 - 2\nu_{(i)}} \mathcal{T}_{(i)} r^3 + 3 \frac{\mathcal{U}_{(i)}}{r^4} + \frac{5 - 4\nu_{(i)}}{1 - 2\nu_{(i)}} \frac{\mathcal{V}_{(i)}}{r^2} \\ \Gamma_\theta^{(i)} = \mathcal{S}_{(i)} r - \frac{7 - 4\nu_{(i)}}{1 - 2\nu_{(i)}} \mathcal{T}_{(i)} r^3 - 2 \frac{\mathcal{U}_{(i)}}{r^4} + 2 \frac{\mathcal{V}_{(i)}}{r^2} \\ \Gamma_\phi^{(i)} = -\Gamma_\theta^{(i)} \end{cases} \quad (\text{III.8})$$

où $\nu_{(i)}$ est le coefficient de Poisson de la phase (i) ; et $\mathcal{S}_{(i)}$, $\mathcal{T}_{(i)}$, $\mathcal{U}_{(i)}$ et $\mathcal{V}_{(i)}$ sont des constantes à déterminer. Le champ de contraintes résultant du chargement imposé peut

être déterminé en chaque phase à partir de la loi de comportement suivante :

$$\underline{\underline{\sigma}}^{(i)} = \mathbb{C}_{(i)} : \nabla \underline{\underline{\xi}}^{(i)} \quad (\text{III.9})$$

Nous donnons ici les expressions des contraintes σ_{rr} et $\sigma_{r\theta}$ dont nous avons besoin pour déterminer les constantes :

$$\begin{cases} \sigma_{rr}^{(i)} = \left(2\mu_{(i)}\mathcal{S}_{(i)} + (3k_{(i)} - 2\mu_{(i)}) \mathcal{T}_{(i)}r^2 - \frac{24\mu_{(i)}}{r^5}\mathcal{U}_{(i)} - \frac{18k_{(i)} + 8\mu_{(i)}}{r^3}\mathcal{V}_{(i)} \right) \sin^2 \theta \cos 2\phi \\ \sigma_{r\theta}^{(i)} = \left(2\mu_{(i)}\mathcal{S}_{(i)} - \frac{2}{3} (24k_{(i)} + 5\mu_{(i)}) \mathcal{T}_{(i)}r^2 + \frac{16\mu_{(i)}}{r^5}\mathcal{U}_{(i)} + \frac{6k_{(i)}}{r^3}\mathcal{V}_{(i)} \right) \sin \theta \cos \theta \cos 2\phi \end{cases} \quad (\text{III.10})$$

où nous avons remplacé le coefficient de Poisson par son expression en fonction des modules k et μ .

Les constantes \mathcal{U}_g , \mathcal{V}_g et \mathcal{T}_{ac} sont nulles en raison des conditions aux limites en $r = 0$ et $r \rightarrow \infty$, et la nature du chargement imposé permet d'écrire : $\mathcal{S}_{ac} = \mathbf{E}^\infty$. Les autres constantes sont déterminées à partir de la continuité des contraintes (σ_{rr} et $\sigma_{r\theta}$) et des déplacements (ξ_r et ξ_θ) aux interfaces $r = R_g$ et $r = R_c$.

De la même façon que dans le cas des déformations sphériques, la moyenne du champ de déformations dans chaque phase peut être déterminée à partir des champs solutions comme suit (Hervé et Zaoui [102]) :

$$\langle \underline{\underline{\epsilon}} \rangle_{(i)} = \frac{1}{V_{(i)}} \int_{V_{(i)}} \underline{\underline{\epsilon}} dV = \frac{1}{\mathcal{S}_{ac}} \left(\mathcal{S}_{(i)} - \frac{21}{5} \frac{R_{(i)}^5 - R_{(i-1)}^5}{(1 - 2\nu_{(i)}) (R_{(i)}^3 - R_{(i-1)}^3)} \mathcal{T}_{(i)} \right) \underline{\underline{\mathbf{E}}}^\infty \quad (\text{III.11})$$

III.2.3.3 Calcul des propriétés homogénéisées

Nous considérons maintenant un VER Ω du béton de granulats de bois, sur lequel sont imposées des déformations homogènes $\underline{\underline{\mathbf{E}}}$ au contour $\partial\Omega$. Le champ de contraintes macroscopiques $\underline{\underline{\Sigma}}$ induites par le chargement est donné par :

$$\underline{\underline{\Sigma}} = \langle \underline{\underline{\sigma}} \rangle = f_g \langle \underline{\underline{\sigma}} \rangle_g + f_c \langle \underline{\underline{\sigma}} \rangle_c = f_g \langle \mathbb{C}_g : \underline{\underline{\epsilon}} \rangle_g + f_c \langle \mathbb{C}_c : \underline{\underline{\epsilon}} \rangle_c \quad (\text{III.12})$$

Le tenseur des rigidités est uniforme par phase. L'équation (III.12) devient donc :

$$\underline{\underline{\Sigma}} = f_g \mathbb{C}_g : \langle \underline{\underline{\epsilon}} \rangle_g + f_c \mathbb{C}_c : \langle \underline{\underline{\epsilon}} \rangle_c \quad (\text{III.13})$$

La moyenne du champ de déformations dans la phase (i) a été calculée dans les paragraphes précédents en fonction de la déformation auxiliaire $\underline{\underline{\mathbf{E}}}^\infty$ sphérique puis déviatorique. Cette déformation auxiliaire est déterminée en exploitant la relation de moyenne

(équation (II.19)) :

$$\langle \underline{\underline{\epsilon}} \rangle = f_p \langle \underline{\underline{\epsilon}} \rangle_p + f_g \langle \underline{\underline{\epsilon}} \rangle_g + f_c \langle \underline{\underline{\epsilon}} \rangle_c = \underline{\underline{\mathbf{E}}}. \quad (\text{III.14})$$

Dans le cas des déformations sphériques, l'équation (III.14) s'écrit sous la forme :

$$\langle \underline{\underline{\epsilon}} \rangle = \frac{f_p}{1 - \alpha_{ac}} \underline{\underline{\mathbf{E}}}^\infty + f_g \frac{3\mathcal{X}_g}{\mathcal{X}_{ac}} \underline{\underline{\mathbf{E}}}^\infty + f_c \frac{3\mathcal{X}_c}{\mathcal{X}_{ac}} \underline{\underline{\mathbf{E}}}^\infty = \underline{\underline{\mathbf{E}}}. \quad (\text{III.15})$$

La déformation auxiliaire $\underline{\underline{\mathbf{E}}}^\infty$ est donc :

$$\underline{\underline{\mathbf{E}}}^\infty = \left[\left(\frac{f_p}{1 - \alpha_{ac}} + f_g \frac{3\mathcal{X}_g}{\mathcal{X}_{ac}} + f_c \frac{3\mathcal{X}_c}{\mathcal{X}_{ac}} \right) \mathbb{I} \right]^{-1} : \underline{\underline{\mathbf{E}}}. \quad (\text{III.16})$$

L'équation (III.13) devient alors :

$$\underline{\underline{\Sigma}} = \left(f_g \frac{3\mathcal{X}_g}{\mathcal{X}_{ac}} \mathbb{C}_g + f_c \frac{3\mathcal{X}_c}{\mathcal{X}_{ac}} \mathbb{C}_c \right) : \left[\left(\frac{f_p}{1 - \alpha_{ac}} + f_g \frac{3\mathcal{X}_g}{\mathcal{X}_{ac}} + f_c \frac{3\mathcal{X}_c}{\mathcal{X}_{ac}} \right) \mathbb{I} \right]^{-1} : \underline{\underline{\mathbf{E}}} \quad (\text{III.17})$$

Dans le cas des déformations sphériques, les contraintes sont liées aux déformations via le module de compression k_{ac} . Son expression est déduite de l'équation (III.17) :

$$k_{ac} = \frac{f_g \frac{3\mathcal{X}_g}{\mathcal{X}_{ac}} k_g + f_c \frac{3\mathcal{X}_c}{\mathcal{X}_{ac}} k_c}{f_p \frac{1}{1 - \alpha_{ac}} + f_g \frac{3\mathcal{X}_g}{\mathcal{X}_{ac}} + f_c \frac{3\mathcal{X}_c}{\mathcal{X}_{ac}}} \quad (\text{III.18})$$

La même démarche menée dans le cas des déformations déviatoriques conduit à l'expression suivante du module de cisaillement μ_{ac} :

$$\mu_{ac} = \frac{f_g \frac{1}{\mathcal{S}_{ac}} \left(\mathcal{S}_g - \frac{21}{5} \frac{R_g^2}{(1 - 2\nu_g)} \mathcal{T}_g \right) \mu_g + f_c \frac{1}{\mathcal{S}_{ac}} \left(\mathcal{S}_c - \frac{21}{5} \frac{R_c^5 - R_g^5}{(1 - 2\nu_c) (R_c^3 - R_g^3)} \mathcal{T}_g \right) \mu_c}{f_p \frac{1}{1 - \beta_{ac}} + f_g \frac{1}{\mathcal{S}_{ac}} \left(\mathcal{S}_g - \frac{21}{5} \frac{R_g^2}{(1 - 2\nu_g)} \mathcal{T}_g \right) + f_c \frac{1}{\mathcal{S}_{ac}} \left(\mathcal{S}_c - \frac{21}{5} \frac{R_c^5 - R_g^5}{(1 - 2\nu_c) (R_c^3 - R_g^3)} \mathcal{T}_g \right)} \quad (\text{III.19})$$

Nous obtenons ainsi un système de deux équations (III.18) et (III.19) à deux inconnues k_{ac} et μ_{ac} . Les deux équations sont implicites car k_{ac} et μ_{ac} apparaissent dans α_{ac} , dans β_{ac} ainsi que dans les constantes $\mathcal{X}_{(i)}$, $\mathcal{S}_{(i)}$ et $\mathcal{T}_{(i)}$.

III.3 Calibration et validation du modèle

La microstructure et la méthode d'homogénéisation étant présentées, nous consacrons cette partie aux résultats du modèle développé. Nous commençons par une brève présen-

tation des paramètres d'entrée du modèle. Certains de ces paramètres, difficiles à mesurer expérimentalement, font ensuite l'objet d'une identification par analyse inverse. Enfin les résultats du modèle sont présentés et discutés.

III.3.1 Données d'entrée du modèle

Le système d'équations (III.18) et (III.19), permettant de calculer les modules k_{ac} et μ_{ac} , fait appel à plusieurs paramètres. Les premiers paramètres sont les fractions volumiques. Ces fractions volumiques sont calculées théoriquement et présentées dans le chapitre II (tableau II.6). Les deuxièmes paramètres sont les rayons R_g et R_c . Ces rayons figurent explicitement dans les deux équations (III.18) et (III.19) mais aussi implicitement dans les constantes $\mathcal{X}_{(i)}$, $\mathcal{S}_{(i)}$ et $\mathcal{T}_{(i)}$. Cependant, ces rayons sont liés aux fractions volumiques f_g et f_c via la relation suivante :

$$\frac{R_g^3}{R_c^3} = \frac{V_g}{V_c + V_g} = \frac{f_g}{f_c + f_g} \quad (\text{III.20})$$

Les rayons R_g et R_c disparaissent donc des équations par simplification en remplaçant le rayon R_c par l'expression suivante :

$$R_c = R_g \left(1 + \frac{f_c}{f_g} \right)^{1/3} \quad (\text{III.21})$$

Les derniers paramètres intervenant dans le système à résoudre sont les propriétés élastiques des constituants (granulat et pâte de ciment). Les propriétés les plus souvent mesurées sont la paire module de Young E et coefficient de Poisson ν . Les modules de compression k et de cisaillement μ sont donc remplacés par leurs expressions en fonction de la paire (E, ν) .

Dans ce travail, nous visons à modéliser l'évolution dans le temps des propriétés élastiques du béton de granulats de bois. Nous avons donc besoin des évolutions dans le temps des propriétés élastiques de chaque phase constituante. Nous considérons dans la suite que le coefficient de Poisson de chaque phase varie peu dans le temps et est donc constant. Pour la pâte de ciment, le coefficient de Poisson est de 0,2 ; tandis que pour les granulats de bois, analogiquement aux granulats de chanvre étudiés dans la littérature (Cérzo [4], Mom [121]), sa valeur est prise égale à 0,1. Les paramètres manquants sont donc les modules de Young des constituants dans le temps. Ces modules sont difficiles à estimer à cause du couplage des phénomènes d'hydratation et de séchage dans le matériau. Pour cette raison, nous avons décidé de les déterminer par analyse inverse en s'appuyant sur les résultats expérimentaux présentés dans la section III.1. Cette calibration est l'objet des

paragraphes suivants, elle sera discutée en tenant compte des données accessibles dans la littérature.

III.3.2 Calcul des propriétés élastiques des constituants par analyse inverse

Nous cherchons dans cette section à calibrer le modèle développé sur les résultats expérimentaux pour ainsi déterminer les modules de Young des phases constituantes aux échéances 3, 7, 14, 21 et 28 jours après la fabrication du béton. Deux démarches sont possibles pour atteindre l'objectif souhaité : soit calibrer les deux modules de Young E_c et E_g sur les quatre mesures (correspondant aux quatre formulations étudiées expérimentalement) effectuées à chaque échéance, soit calibrer les 10 modules (5 pour le bois et 5 pour le ciment) sur les cinq mesures réalisées pour chaque formulation étudiée. La première démarche est la plus facile, mais elle conduit à des résultats incohérents dans le sens où les évolutions estimées des modules élastiques des phases dans le temps ne sont pas réalistes. La deuxième démarche est irréalisable puisque nous cherchons à calibrer 10 modules sur 5 données disponibles. Pour pallier ce problème, nous avons ajouté les hypothèses suivantes : (1) le module de Young de la pâte de ciment est considéré identique pour les quatre formulations à chaque échéance ; (2) nous négligeons l'évolution dans le temps du module de Young des granulats et nous le considérons identique pour les quatre formulations étudiées. Nous avons donc à calibrer cinq modules de Young de la pâte de ciment (un pour chaque échéance) et un module de Young de granulats sur l'ensemble des mesures réalisées.

La fraction volumique de granulats est identique pour les bétons étudiés. Sa valeur est de 33 % (voir tableau II.6). Le module de Young du béton étudié, à un âge donné t en jours, est donc fonction d'une fraction volumique f_p de la porosité intergranulaire et de deux modules de Young $E_c(t)$ du liant et E_g des granulats. Nous le notons $E_{ac}(f_p, E_c(t), E_g)$. Le calcul montre que ce module est nul pour une porosité de 50 %, ce qui est un résultat classique pour le schéma autocohérent. Nous cherchons à déterminer les 6 modules de Young $E_g, E_c(t)$ avec $t \in \{3, 7, 14, 21, 28\}$ qui minimisent les écarts entre les mesures expérimentales et les valeurs théoriques. Pour atteindre cet objectif, nous utilisons la fonction suivante :

$$\psi = \sum_{t \in I} E_{ac}(f_p(t), E_c(t), E_g) \quad I = \{3, 7, 14, 21, 28\} \quad (\text{III.22})$$

La fonction ψ est réduite au module de Young du béton à une échéance donnée t en choisissant les porosités $f_p(t' \neq t)$ égales à 50 %. Cette fonction est donc utilisée pour

calibrer les modules des phases constituantes sur les mesures expérimentales en prenant comme paramètres les fractions volumiques $f_p(t)$. Ces mesures sont représentées par un vecteur Λ^{exp} composé par cinq sous-vecteurs Λ_t^{exp} correspondant aux cinq échéances de mesure. Le sous-vecteur Λ_t^{exp} regroupe, dans l'ordre croissant, les modules mesurés sur les quatre formulations à l'échéance t . Le sous-vecteur Λ_7^{exp} par exemple est défini par :

$$\Lambda_7^{\text{exp}} = \begin{bmatrix} E_7(\text{F1}) \\ E_7(\text{F2}) \\ E_7(\text{F3}) \\ E_7(\text{F4}) \end{bmatrix} \quad (\text{III.23})$$

Les valeurs des paramètres (fractions volumiques $f_p(t)$) nécessaires pour la calibration sont regroupées dans une matrice M , de dimension 20x5 composée de 5 sous-matrices M_t de dimension 4x5. Les coefficients de la sous-matrice M_t prennent la valeur de 0,5 sauf ceux de la i^{e} colonne qui prennent, dans l'ordre croissant, les 4 porosités étudiées expérimentalement, avec i l'ordre de l'échéance t dans l'ensemble I défini dans l'équation III.22. La sous-matrice M_{21} par exemple est définie par :

$$M_{21} = \begin{bmatrix} 0,5 & 0,5 & 0,5 & f_p(\text{F1}) & 0,5 \\ 0,5 & 0,5 & 0,5 & f_p(\text{F2}) & 0,5 \\ 0,5 & 0,5 & 0,5 & f_p(\text{F3}) & 0,5 \\ 0,5 & 0,5 & 0,5 & f_p(\text{F4}) & 0,5 \end{bmatrix} \quad (\text{III.24})$$

Nous cherchons donc à trouver les modules $E_g, E_c(t)$ (avec $t \in \{3, 7, 14, 21, 28\}$) permettant de minimiser l'écart entre les valeurs prises par la fonction ψ aux paramètres M et les mesures expérimentales Λ^{exp} . Cette minimisation est effectuée à l'aide d'une fonction d'ajustement de données ("NonlinearFit" du logiciel Maple). Cette fonction minimise les écarts entre la fonction modèle et les données au sens de la méthode des moindres carrés. Les valeurs des modules obtenus sont représentées dans la figure III.16.

Les modules estimés pour la pâte de ciment sont dans l'ensemble inférieurs à ceux que nous avons mesurés sur une pâte de ciment pure à 21 et 28 jours (voir section III.1.5.2). La différence peut provenir de la modification du processus d'hydratation du ciment en présence des granulats de bois, phénomène observé par Govin et al. [127]. Une deuxième explication de cette différence entre les mesures et les modules calibrés pourrait être le couplage hydratation/séchage. Ce couplage est plus favorisé pour le béton de granulats de bois, en raison de sa porosité intergranulaire plus élevée, que pour la pâte de ciment. La présence du séchage peut arrêter l'hydratation du ciment lorsque l'humidité relative devient inférieure à 80 % (Flatt et al. [128]) expliquant ainsi les faibles modules élastiques

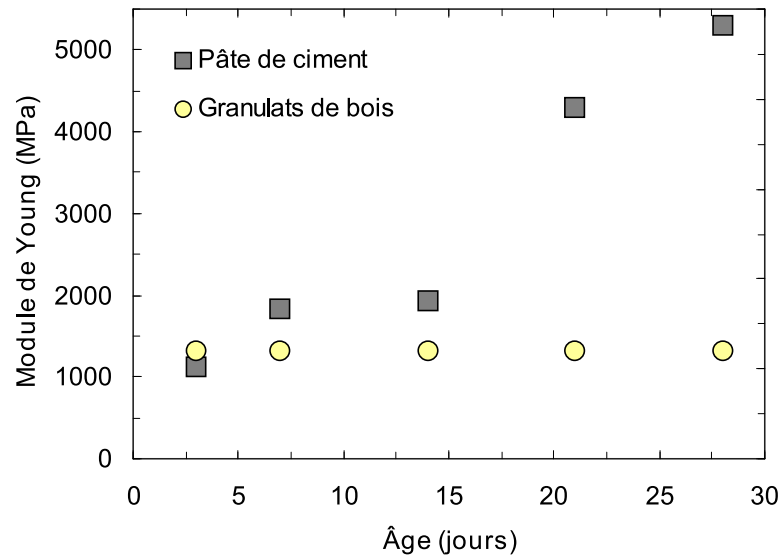


Figure III.16 – Modules de Young E_g des granulats et E_c de la pâte de ciment calibrés sur les modules de Young expérimentaux du béton de granulats de bois.

calibrés pour la pâte de ciment dans le béton de granulats de bois. L'endommagement de certaines interfaces granulat/liant (cf. section IV.3) constituerait une autre raison pouvant justifier la faiblesse des modules calibrés pour la pâte de ciment. Les fissures au niveau de cette interface se traduisent par une porosité supplémentaire qu'il faut prendre en compte dans le modèle. Pour les interfaces non endommagées, une analyse de la pâte de ciment entourant les granulats pourrait être judicieuse dans le but de vérifier l'existence ou non d'une auréole de transition. Dans le cas où cette analyse met en évidence la présence d'une zone de transition, l'ajout de cette phase dans la modélisation (comme dans le travail de Neubauer et al. [129] pour les mortiers par exemple) serait nécessaire, et pourrait pallier au problème du module de Young de la pâte de ciment sous-estimé par le modèle développé dans le cadre de notre étude.

Le module estimé pour le bois est comparé à un module de Young isotrope équivalent calculé à partir des modules de Young et des coefficients de Poisson du bois dans ses trois directions d'anisotropie regroupés dans le tableau III.3. Les granulats de bois sont en effet représentés, en raison de leur distribution aléatoire, par des sphères ayant un comportement isotrope avec un coefficient de Poisson de 0,1. Il suffit donc d'estimer le module d'élasticité k et ensuite déduire le module de Young. Le tableau III.6 présente les résultats obtenus. La valeur moyenne des modules de Young calculée est de 1232,3 MPa. Cette valeur est cohérente avec la valeur calibrée du module qui est de 1192 MPa. L'effet de la variabilité des propriétés mécaniques du bois, notamment en raison de la variation de sa teneur en eau, sera discuté dans la section suivante.

Nous pouvons donc conclure que la calibration des modules de Young des phases

Tableau III.6 – Estimation du module de Young isotrope équivalent pour le bois d'épicéa à partir des modules de Young et des coefficients de Poisson dans ses trois directions d'anisotropie (Le coefficient de Poisson pour le milieu isotrope équivalent est pris égal à 0,1).

Référence	Module d'élasticité k (MPa)	Module de Young (MPa)
[116]	377,7	906,6
[117] Sitka	662,6	1200,3
[117] Engelmann	500,1	1590,2
Moyenne (MPa)	513,5	1232,3

constituantes du béton de granulats de bois sur les mesures expérimentales de son module de Young fournit des résultats avec des ordres de grandeur corrects.

III.3.3 Résultats et discussion

Dans la section précédente, nous avons calibré le modèle que nous avons développé sur les mesures expérimentales. Les valeurs des modules calibrés sont réalistes, et nous pouvons donc utiliser le modèle pour prédire le module de Young des bétons de granulats de bois. La figure III.17 présente l'évolution de ce module de Young en fonction de la porosité du béton. Cette figure montre que le modèle développé capte bien les mesures expérimentales pour l'ensemble des échéances étudiées. Nous disposons donc d'un outil prédictif pouvant être utilisé pour optimiser les propriétés élastiques du béton de granulats de bois.

Nous avons cependant fait quelques hypothèses qui doivent être discutées. La première hypothèse est le choix du coefficient de Poisson ν_g des granulats de bois. La valeur de 0,1 choisie a été utilisée pour modéliser les propriétés élastiques des bétons de chanvre (Cérzo [4], Mom [121]) mais n'a pas été discutée. Nous avons donc décidé d'étudier son effet, en faisant varier sa valeur, sur le module de Young estimé par notre modèle. La figure III.18 illustre les résultats obtenus pour trois valeurs de ce coefficient de Poisson : $\nu_g = 0,1$, $0,2$ et $0,3$ à l'échéance de 28 jours. Nous pouvons clairement voir que les trois courbes sont identiques et que le coefficient de Poisson des granulats n'a finalement pas d'effet sur le module de Young estimé par notre modèle. La comparaison du module calibré pour le bois et celui calculé à partir des données bibliographiques montre que le meilleur accord entre ces deux modules n'est obtenu que pour $\nu_g = 0,1$. Pour $\nu_g = 0,2$ et $\nu_g = 0,3$, la calibration donne un module de Young E_g de 1237 MPa et 1247 MPa, respectivement ; tandis que les modules calculés en se basant sur les données bibliographiques sont de 924,2 MPa et 616,2 MPa, respectivement. Ainsi, la valeur que nous avons retenue est de $\nu_g = 0,1$.

La deuxième hypothèse à discuter est le fait de prendre un module de Young E_g des

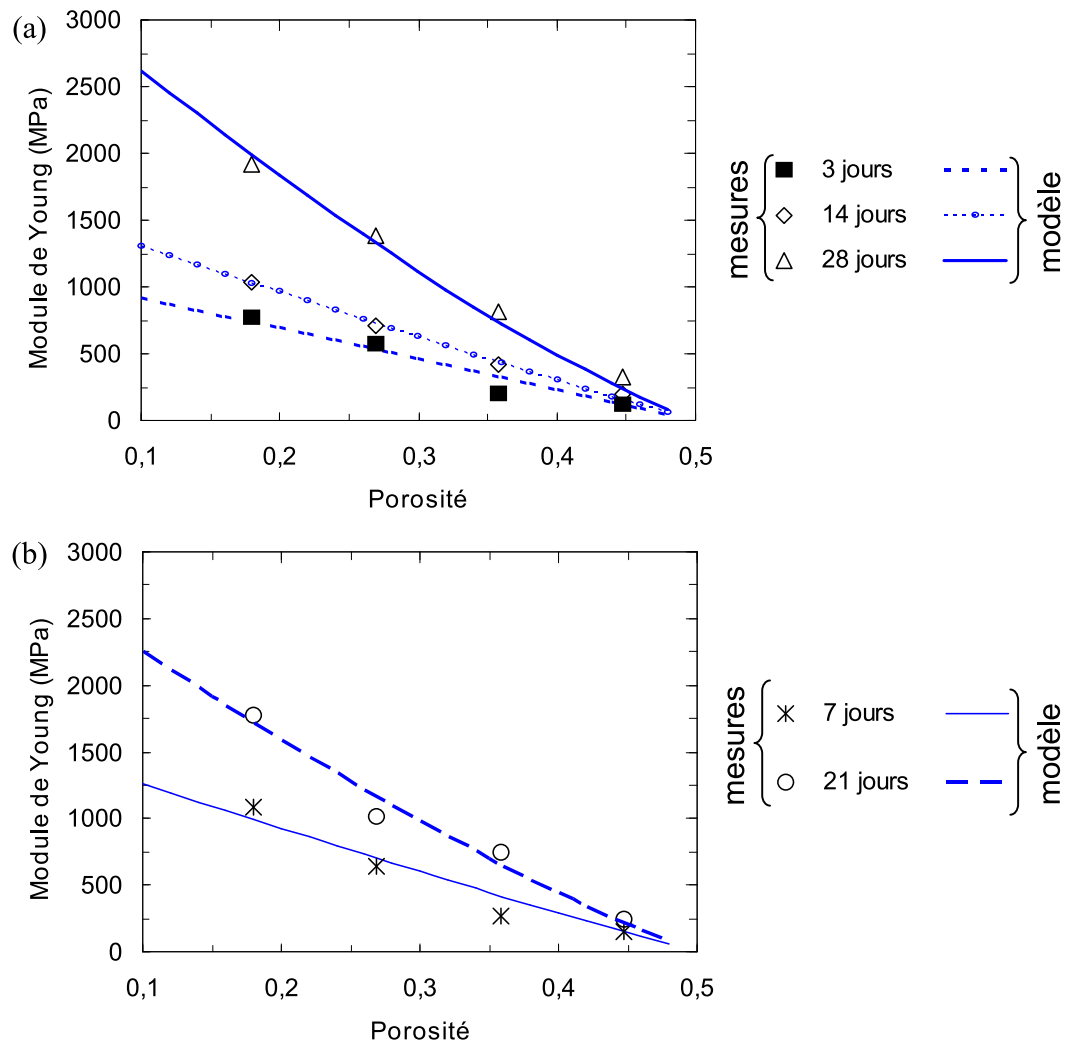


Figure III.17 – Modules de Young du béton de granulats de bois en fonction de sa porosité : comparaison entre les mesures expérimentales et les estimations du modèle développé.

granulats de bois constant dans le temps. Cette hypothèse n'est pas toujours valable, surtout en présence du séchage. Les propriétés mécaniques du bois dépendent en effet de sa teneur en eau. Un bois dont la teneur en eau varie entre 12 et 20 % voit ses modules élastiques varier de 15 à 20 % [117]. Sur les mesures effectuées sur le bois de l'épicéa, le module de Young longitudinal est passé de 13,7 GPa pour un bois à une teneur en eau de 7 % à 10,3 GPa pour une teneur en eau de 25 %. Il est donc essentiel de prendre en compte cette variation dans la modélisation. Pour quantifier l'effet d'une variation des modules de granulats de bois sur les résultats de la modélisation, nous avons comparé les résultats obtenus avec le module calibré à ceux obtenus avec une majoration et une minoration de celui-ci. La figure III.19 illustre cette comparaison pour l'échéance 14 jours. Sur cette

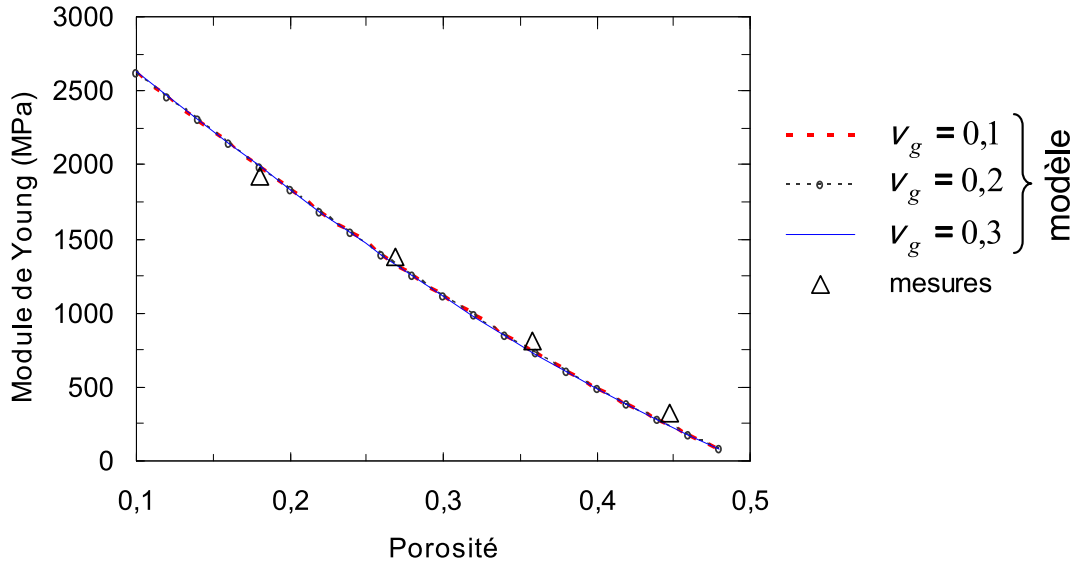


Figure III.18 – Effet du coefficient de Poisson des granulats de bois sur les modules de Young du béton de granulats de bois à 28 jours estimés par le modèle développé.

figure, nous pouvons constater que le fait de modifier le module de Young des granulats de $\pm 25\%$ induit une variation du module des bétons incorporant ceux-ci allant de $\pm 8\%$ pour une porosité de 0,1 à $\pm 17\%$ pour une porosité de 0,48. L'ordre de grandeur reste cependant correct.

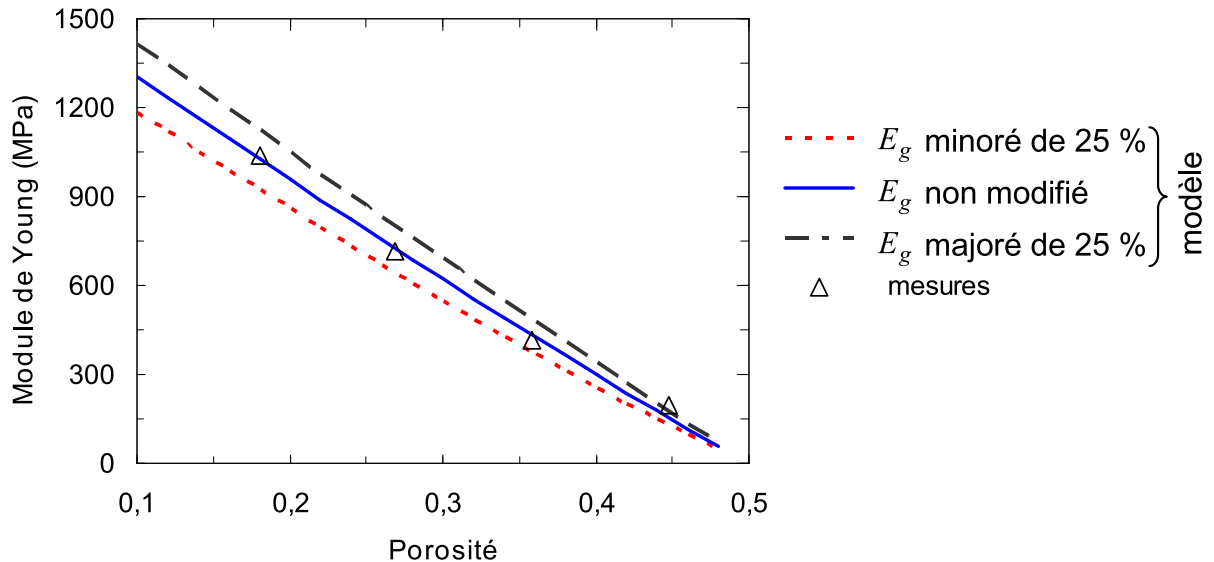


Figure III.19 – Effet d'une majoration et d'une minoration de la valeur du module des granulats de bois calibré sur les modules de Young à 14 jours estimés par le modèle développé ($E_g = 1192 \text{ MPa}$).

À l'issue de cette discussion, nous pouvons confirmer la validité du modèle développé. Ce modèle reste néanmoins limité au cas des bétons avec une porosité intergranulaire

inférieure à 50 % qui est la limite de percolation du modèle autocohérent. Cette porosité seuil est obtenue dans notre cas pour un rapport Ciment/Bois compris entre 0,95 et 0,96. Pour les bétons dépassant cette limite de percolation, une adaptation du modèle aux cas des inclusions ellipsoïdales pourrait être une voie de développement. En effet, pour le schéma autocohérent, le seuil de percolation, défini comme la porosité au-dessus de laquelle le module de Young homogénéisé s'annule, dépend du rapport d'aspect des inclusions (Sanahuja [130]).

III.4 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons étudié le comportement mécanique du béton de granulats de bois en utilisant à la fois une approche expérimentale et une modélisation théorique. L'étude expérimentale a été réalisée à l'aide de la technique de corrélation d'images numériques. L'analyse des erreurs de cette technique a montré que la précision de mesure est suffisante pour les mesures souhaitées dans le cadre de ce travail.

Le comportement mécanique du béton de granulats de bois se caractérise par une phase élastique linéaire puis une phase d'endommagement de la matrice de liant. La limite d'élasticité ainsi que le comportement après la rupture de la matrice dépendent de la teneur en liant du béton. La résistance en compression d'un béton de granulats de bois conservé en conditions endogènes ou en conditions de dessiccation augmente de manière significative entre 3 et 28 jours, puis ralentit après cette période. Cette résistance en compression ne dépend pas de la direction de chargement en raison de l'orientation aléatoire des granulats de bois. Sa valeur reste faible par rapport aux bétons traditionnels, mais elle se situe bien dans la gamme des résistances des bétons à particules végétales.

Les essais effectués sur les matériaux constitutifs du béton de granulats de bois ont montré que le module de Young des pâtes de ciment fabriquées à partir d'un ciment CEM II, utilisé dans cette étude, est inférieur à celui d'une pâte de ciment complètement hydratée. Le couplage hydratation/séchage pourrait en être une explication. Le module de Young du bois est, quant à lui, en accord avec les données de la littérature.

Le module de Young du béton de granulats de bois étudié augmente avec l'âge du béton et avec la teneur en liant. L'évolution de ce module est cependant complexe, en particulier après l'âge de 28 jours. Les essais effectués avec des vitesses de chargement différentes ont montré que ce module de Young est insensible à ce paramètre de chargement.

L'analyse des modèles existants dans la littérature a souligné la nécessité de proposer un motif élémentaire plus adapté à la microstructure de ce matériau complexe que les motifs déjà utilisés. Un modèle d'homogénéisation autocohérente a été donc développé compte tenu de cette exigence. Ce modèle a été calibré sur les résultats expérimentaux, et

les paramètres calibrés ont des valeurs réalistes. Le modèle capte bien les mesures, et l'effet de quelques hypothèses simplificatrices a été discuté. Le modèle ainsi développé est validé et il constitue un outil de prédiction permettant d'optimiser les propriétés élastiques des bétons de granulats de bois.

Un travail supplémentaire reste cependant nécessaire pour modéliser la résistance en compression. La relation entre les modules de Young et les résistances (figure III.12) suggère néanmoins de considérer, en première approximation, que le modèle développé permet, en conjonction avec la figure III.12, d'obtenir un ordre de grandeur des résistances en compression pour le béton étudié.

Dans le chapitre suivant, nous présenterons l'étude du comportement hydromécanique du béton de granulats de bois. Il s'agit en particulier d'analyser les variations dimensionnelles de ce matériau induites par des variations de l'humidité relative du milieu environnant.

Chapitre IV

Comportement hydromécanique des bétons de granulats de bois

Sommaire

IV.1 Étude expérimentale à l'échelle macroscopique	115
IV.1.1 Matériaux et méthodes	115
IV.1.2 Pertes de masses en conditions de dessiccation	115
IV.1.3 Variations dimensionnelles	117
IV.1.3.1 Isotropie du retrait de séchage	117
IV.1.3.2 Effet des conditions de conservation et du dosage en ciment	118
IV.1.4 Bilan	120
IV.2 Modélisation théorique	120
IV.2.1 Présentation des modèles existants	121
IV.2.2 Principe du modèle développé	122
IV.2.3 Paramètres d'entrée du modèle	126
IV.2.3.1 Teneur en eau et déformations de retrait en fonction de l'humidité relative	126
IV.2.3.2 Degré d'hydratation	127
IV.2.3.3 Fractions volumiques et propriétés élastiques des phases	128
IV.2.4 Résultats du modèle	129
IV.2.5 Influence des différents paramètres	132
IV.2.6 Bilan	137

IV.3 Comportement local des bétons de granulats de bois sous des cycles séchage/humidification	137
IV.3.1 Matériaux et méthodes	137
IV.3.2 Variations dimensionnelles à l'échelle des constituants	139
IV.3.2.1 Premier cycle de séchage/humidification	139
IV.3.2.2 Second cycle de séchage/humidification	143
IV.3.2.3 Discussion	144
IV.3.3 Visualisation des cartes de déformations	148
IV.3.3.1 Endommagement de l'interface granulats/liant	148
IV.3.3.2 Fissurations des granulats de bois	148
IV.4 Conclusion	150

Le béton de granulats de bois, de par sa porosité élevée et sa teneur en granulats d'origine végétale, est sensible aux variations de l'humidité. L'étude de l'instabilité dimensionnelle de ce matériau induite par les variations de l'humidité relative, en vue d'identifier les paramètres ayant des effets prépondérants sur ce phénomène, est donc nécessaire. Le présent chapitre traite de cette problématique par une analyse multi-échelle. Il est organisé en trois parties : la première et la deuxième présentent l'étude du phénomène à l'échelle macroscopique par des approches expérimentale et théorique, respectivement ; tandis que la troisième partie est consacrée à l'étude locale à l'échelle des constituants. Une conclusion sur l'ensemble de l'étude est présentée à la fin de ce chapitre.

IV.1 Étude expérimentale à l'échelle macroscopique

Cette section présente l'étude expérimentale de l'effet du séchage sur le comportement hydrique du béton de granulats de bois à l'échelle macroscopique. Nous présentons donc dans cette section d'abord la cinétique de séchage à travers le suivi de masse pendant le processus de séchage, et ensuite les mesures des variations dimensionnelles induites par ce processus.

IV.1.1 Matériaux et méthodes

Nous avons suivi les évolutions au cours du temps des masses et des déformations de retrait des éprouvettes décrites dans la section II.2.2.2. Les conditions de conservation sont aussi décrites dans cette section II.2.2.2. Trois éprouvettes ont été étudiées pour chaque formulation. Les outils que nous avons utilisés sont présentés dans la section II.3.3. Les déformations de retrait ont été mesurées pour chaque éprouvette selon ses trois directions principales.

IV.1.2 Pertes de masses en conditions de dessiccation

Nous présentons dans cette section les résultats du suivi de la masse des échantillons pendant le processus de séchage. La figure IV.1 récapitule l'ensemble des mesures effectuées sur les quatre formulations étudiées (voir section II.2.1). La perte de masse représentée dans cette figure est une perte de masse relative, définie par la masse perdue (par évaporation de l'eau) par l'échantillon rapportée à sa masse initiale (échantillon saturé). Sur cette figure, nous pouvons distinguer différentes étapes de séchage. Ces différentes étapes correspondent aux différentes conditions de conservation des échantillons. La masse a diminué légèrement pendant les huit premiers jours de cure. La diminution est plus marquée pour les échantillons conservés en conditions humides (formulations avec $C/B = 1,25$

et $C/B = 2,25$) que pour ceux conservés en conditions endogènes (formulations avec $C/B = 1,75$ et $C/B = 2,75$). À partir du 9^e jour, la masse de tous les échantillons a diminué significativement. Cette perte de masse importante s'explique par le fait que les échantillons ont été dans des conditions moins humides dès le 9^e jour. Cependant, les masses des échantillons se sont stabilisées à partir du 28^e jour (évolution inférieure à 0,5 % entre deux mesures effectuées à 1 jour d'écart). Cette stabilisation des masses traduit l'équilibre des échantillons avec les conditions environnantes.

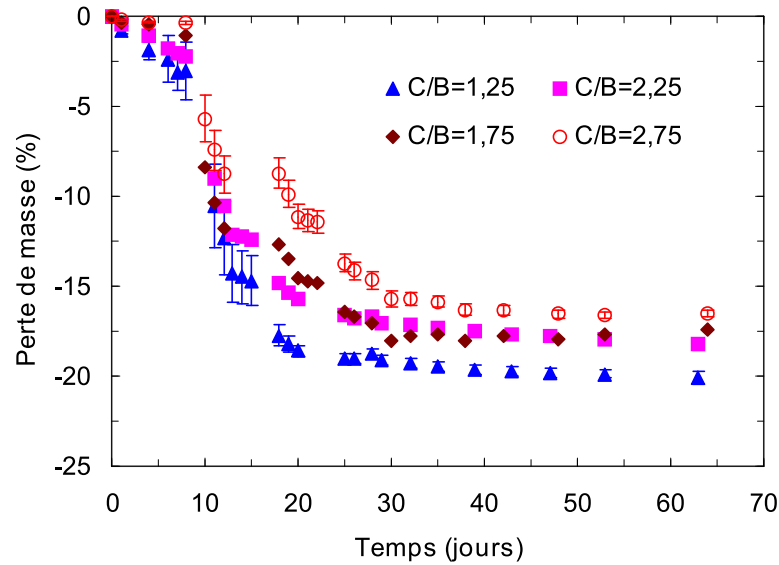


Figure IV.1 – Pertes de masse induites par le séchage du béton de granulats de bois (Les barres d'erreur représentent l'écart-type sur plusieurs échantillons).

Dans les conditions de cette étude, le temps nécessaire pour atteindre l'équilibre thermodynamique entre les échantillons et le milieu environnant (stabilisation de la masse) est de 28 jours environ. La perte de masse relative finale (à 63 jours) augmente lorsque la teneur en ciment diminue : elle varie de 16,5 % pour la formulation avec $C/B = 2,75$ à 20,1 % pour la formulation avec $C/B = 1,25$. Le tableau IV.1 présente les pertes de masse absolues (différence entre la masse initiale et la masse finale) après 63 jours de séchage. Ces pertes de masse augmentent dans le même sens que la teneur en ciment, contrairement aux pertes de masse relatives. Le rapport E/C étant constant, plus la teneur en ciment est élevée, plus la quantité d'eau initiale est importante. Or une partie de cette eau est destinée à s'évaporer, d'où la cohérence du sens de variation des pertes de masse avec la teneur en ciment. Notons que pour la formulation F4 ($C/B = 2,75$), la perte de masse absolue est légèrement inférieure à celle de la formulation F3 ($C/B = 2,25$). La fuite d'eau constatée pour cette formulation au moment de sa mise en œuvre explique ce résultat.

En outre, pour chaque formulation, la dispersion dans la perte de masse disparaît

Tableau IV.1 – Pertes de masse absolues du béton de granulats de bois après 63 jours de séchage.

Formulation		F1	F2	F3	F4
Rapport C/B		1,25	1,75	2,25	2,75
Masse initiale	Moyenne (g)	207,7	264,3	310,4	336,7
	Coefficient de variation (%)	7,6	5,7	8,6	8,6
Perte de masse	Moyenne (g)	41,8	46,1	56,6	55,6
	Coefficient de variation (%)	7,8	6,3	8,8	7,8

avec le temps, comme les barres d'erreur le montrent sur la figure IV.1. Ce comportement pourrait être dû au fait que les échantillons ont séché à des taux différents (probablement en raison de l'échange d'eau entre eux) au début du processus de séchage, mais leurs pertes de masse convergent vers une même valeur au cours du temps.

IV.1.3 Variations dimensionnelles

Au cours du processus de séchage, les variations dimensionnelles des éprouvettes ont été mesurées comme nous l'avons signalé dans la section IV.1.1. Les paragraphes suivants décrivent les différents résultats obtenus.

IV.1.3.1 Isotropie du retrait de séchage

Nous avons signalé dans la section IV.1.1 que nous avons mesuré les variations des trois dimensions des éprouvettes. La figure IV.2 représente les résultats obtenus pour les formulations F1 ($C/B = 1,25$) et F2 ($C/B = 1,75$). La formulation F1 se caractérise par la plus faible dispersion des résultats entre les trois directions, tandis que les résultats de la formulation F2 sont les plus dispersés. Les deux formulations F3 ($C/B = 2,25$) et F4 ($C/B = 2,75$) correspondent aux cas intermédiaires.

Les déformations mesurées dans les trois directions principales de chaque éprouvette sont quasi-identiques. Le coefficient de variation est maximal pour la formulation F2 (la plus dispersée) et sa valeur maximale sur l'ensemble des échéances est de 14,9 %. Par conséquent, compte tenu des erreurs induites par la méthode de mesure employée, nous pouvons considérer que les déformations du béton de granulats de bois, induites par le séchage, sont isotropes. Cette isotropie peut paraître surprenante en raison de l'anisotropie du retrait de bois, mais elle peut être due au fait que les granulats de bois n'ont pas d'orientation préférentielle, étant donné qu'aucun compactage n'a été effectué lors du moulage des échantillons. La grande contribution de la pâte de ciment dans les déformations de retrait de béton de granulats de bois (cf. section IV.3) peut aussi expliquer

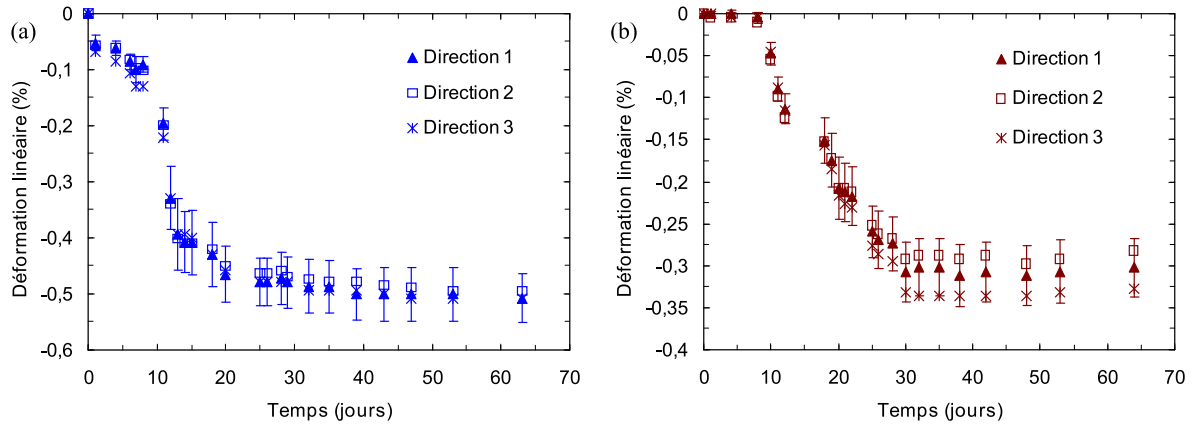


Figure IV.2 – Variations dimensionnelles induites par le séchage pour les formulations (a) F1 ($C/B = 1,25$) et (b) F2 ($C/B = 1,75$) dans les trois directions principales des éprouvettes (la direction 1 correspond à celle de coulage).

ce comportement isotrope. Ce résultat est cohérent avec celui que nous avons trouvé dans le chapitre III, à savoir que le comportement du béton de granulats de bois en compression était isotrope.

IV.1.3.2 Effet des conditions de conservation et du dosage en ciment

Dans la figure IV.3, nous représentons les variations volumiques induites par le processus de séchage sur le béton de granulats de bois étudié dans ce travail. Comme pour les pertes de masse, différents stades peuvent être distingués. Pendant les huit premiers jours, les éprouvettes des deux formulations F1 et F3 ont subi des déformations non négligeables tandis que les éprouvettes des autres formulations (F2 et F4) ne se sont pas déformées. Cette différence confirme celle constatée pour les pertes de masse. Les conditions de conservation sont probablement à l'origine de ces résultats. Les éprouvettes des formulations F2 et F4 étaient, en effet, en conditions endogènes pendant cette période alors que les autres étaient en conditions moins humides.

Par ailleurs, à partir du 9^e jour, les variations volumiques de toutes les éprouvettes augmentent considérablement. La figure IV.3 montre que les variations de volume sont identiques pour les éprouvettes conservées dans les mêmes conditions d'humidité et de température. Les déformations volumiques finales sont de $-0,96 \pm 0,11$ % pour les formulations F2 et F4, et de $-1,5 \pm 0,14$ % pour les formulations F1 et F3. En d'autres termes, les déformations du béton de granulats de bois induites par le séchage sont indépendantes du rapport C/B . Ce résultat, bien que contre-intuitif, peut s'expliquer par le fait que toutes les formulations étudiées ont été préparées en utilisant une quantité identique de granulats de bois. Cependant, l'effet de la quantité de ciment a été observé

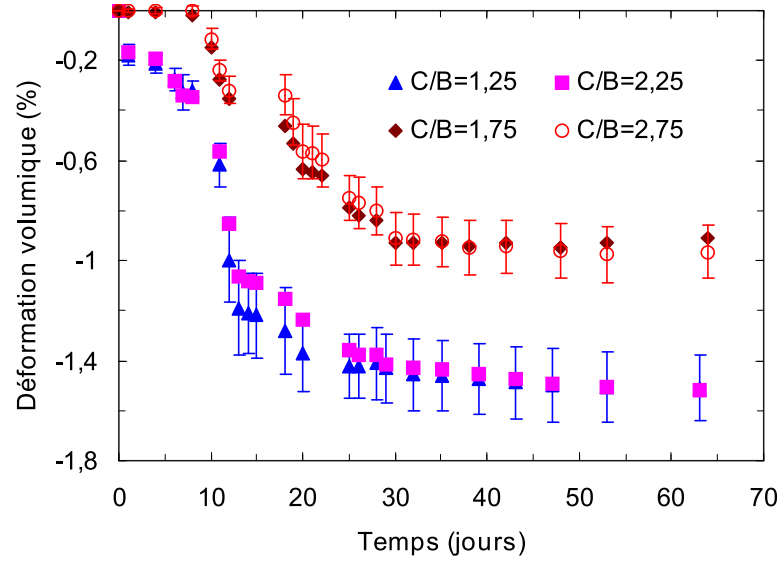


Figure IV.3 – Variations volumiques induites par le séchage pour les 4 formulations étudiées du béton de granulats de bois.

par d'autres auteurs (Ledhem et al. [79]), même avec une proportion fixe de granulats de bois. Cette discordance pourrait être due soit à la faible quantité de granulats de bois dans le travail de [Ledhem et al.](#) (20 % de la quantité du liant en masse), ou à l'utilisation d'additifs minéraux (argile) dans leur matrice. Les auteurs ont, en effet, fixé la quantité du liant (ciment+argile) et fait varier le rapport massique argile/ciment. L'augmentation de ce rapport peut induire une augmentation de la raideur de la matrice, et conduire ainsi à diminuer les variations dimensionnelles.

Nous représentons sur la figure IV.4 les déformations volumiques en fonction de la masse des échantillons. Si nous ne considérons que la partie de la courbe correspondant à la période après 9 jours de cure (c'est-à-dire la partie où les déformations de tous les échantillons ne sont pas nulles), l'évolution des déformations volumiques en fonction de la masse est quasi-linéaire. De plus, les pentes des courbes sont proches les unes des autres, comme nous pouvons clairement le voir pour les formulations F3 ($C/B = 2,25$) et F4 ($C/B = 2,75$). Les pertes de masse relatives étaient aussi proches pour l'ensemble des formulations, comme nous l'avons vu sur la figure IV.1, indiquant que la non dépendance des déformations volumiques vis-à-vis de la quantité de ciment pourrait provenir de cette linéarité entre les déformations volumiques et la masse de l'échantillon. Une autre explication de cette non dépendance pourrait être le fait que les variations volumiques du béton de granulats de bois, induites par le séchage, sont majoritairement gouvernées par la pâte de ciment (cf. section IV.3). En effet, les déformations de cette dernière ne dépendent pas de son volume.

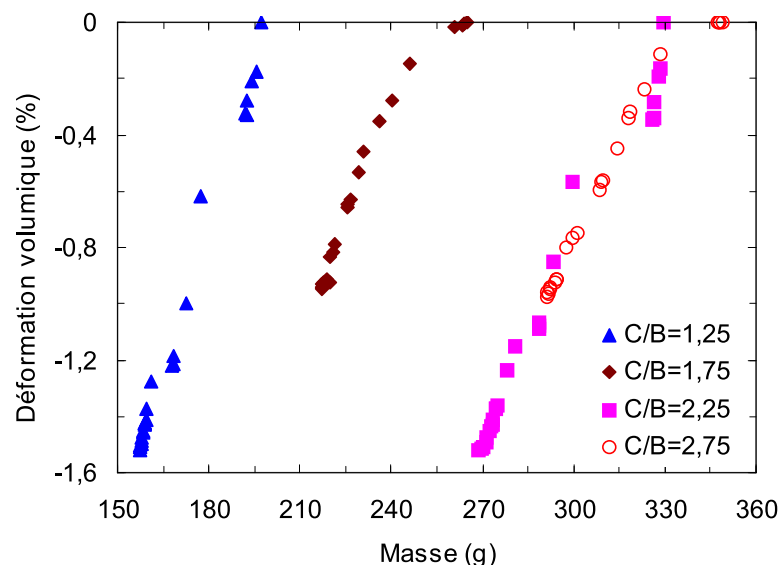


Figure IV.4 – Variations volumiques en fonction de la masse pour les 4 formulations du béton de granulats de bois étudiées au cours du séchage.

IV.1.4 Bilan

Dans cette section, nous avons étudié les pertes de masse et les variations dimensionnelles induites par le séchage du béton de granulats de bois. Les résultats montrent que la perte de masse absolue dépend légèrement de la quantité de la pâte de ciment dans le béton. Les variations dimensionnelles sont identiques dans les trois directions principales des échantillons et dépendent des conditions de conservation au jeune âge. Cette isotropie peut être expliquée soit par l'orientation aléatoire des particule, soit par la grande contribution de la pâte de ciment dans les déformations de retrait. Par ailleurs, le dosage en ciment n'a pas d'influence sur l'amplitude des déformations de retrait dans le cadre de cette étude. Deux explications sont proposées à ce résultat : la quantité de granulats de bois est identique pour toutes les formulations étudiées, et la dépendance (quasi-linéaire) des déformations vis-à-vis de la perte de masse (valeurs proches pour les différents dosages en ciment). Un travail supplémentaire permettrait de clarifier ce point.

IV.2 Modélisation théorique

Cette section est consacrée à la modélisation des variations dimensionnelles du béton de granulats de bois à la suite du processus de séchage. Le modèle que nous présentons ici prend en compte le couplage de deux phénomènes : les variations dimensionnelles induites par la désorption et le transfert d'eau entre les phases en raison d'une différence de leurs teneurs en eau. Nous commençons par présenter les modèles existants, puis nous détaillons

le principe du modèle que nous avons développé et enfin nous discutons les résultats du modèle mis en œuvre.

IV.2.1 Présentation des modèles existants

La modélisation des variations dimensionnelles induites par une variation de l'humidité relative a pour objectif de disposer d'outils simples permettant de mieux comprendre le phénomène de l'instabilité dimensionnelle et d'identifier la contribution de chaque constituant à celui-ci. Cependant, peu d'études portant sur la modélisation théorique de ce phénomène, dans le cas des bétons végétaux, ont été rapportées à ce jour. Ces études se sont basées sur le modèle ACI 209R [131, 132] utilisé pour la prédiction du comportement dimensionnel des bétons ordinaires.

Dans l'objectif de modéliser le retrait du béton renforcé par des fibres végétales, Toledo Filho et al. [26] ont introduit, dans la formule proposée par les recommandations ACI 209R [132] pour estimer les déformations de retrait d'un béton ordinaire, un coefficient κ_f qui prend en compte l'influence de la fraction volumique des fibres V_f et leur rapport d'aspect (L_f/φ_f) sur le retrait de la matrice. Un deuxième paramètre ϑ_f qui tient compte du type de fibres a été introduit. Les formules proposées par les auteurs s'écrivent ainsi :

$$\varepsilon_{sh}(t, t_0) = -(\kappa_f \varepsilon_{sh\infty}) (1 - h_r^3) \tanh \sqrt{\frac{t - t_0}{\tau_{sh}}}, \quad (\text{IV.1})$$

$$\kappa_f = \vartheta_f \left(V_f \frac{L_f}{\varphi_f} \right)^2 + 1, \quad (\text{IV.2})$$

avec : $\varepsilon_{sh}(t, t_0)$ la déformation de retrait pour une durée $t - t_0$ de séchage ($t_0 = 28$ jours), $\kappa_f \varepsilon_{sh\infty}$ la valeur finale de la déformation de retrait, h_r l'humidité relative ($0 \leq h_r \leq 1$), τ_{sh} un temps caractéristique en jours, et L_f et φ_f la longueur et le diamètre de la fibre, respectivement. Les valeurs du paramètre ϑ_f ont été calibrées sur les mesures expérimentales et le modèle proposé donne des résultats satisfaisants.

Bederina et al. [52] se sont aussi basés sur les recommandations ACI 209R [131] pour modéliser le retrait de séchage du mortier incorporant des copeaux de bois. La formule de départ est toutefois différente de celle utilisée par Toledo Filho et al. [26]. Son expression est donnée par :

$$\varepsilon_{sh}(t) = \gamma_{sh} \frac{t}{35 + t} \varepsilon_{sh\infty}, \quad (\text{IV.3})$$

où γ_{sh} est un coefficient dépendant de l'humidité relative et du rapport Volume/Surface des granulats, et $\varepsilon_{sh\infty}$ la valeur finale de la déformation de retrait. Pour prendre en compte la présence des copeaux de bois dans le mortier, les auteurs ont introduit deux paramètres

Ψ et η . L'équation (IV.3) modifiée proposée est :

$$\varepsilon_{sh}(t) = \Psi \gamma_{sh} \frac{t^\eta}{35 + t^\eta} \varepsilon_{sh\infty}. \quad (\text{IV.4})$$

Les expressions des paramètres Ψ et η ont été déterminées en se basant sur la régression des résultats expérimentaux. Le modèle ainsi obtenu donne des prédictions cohérentes avec les mesures expérimentales.

Nous pouvons conclure, à travers ce bref aperçu des modèles existants, que ces modèles permettent bien d'estimer les déformations du retrait de séchage en fonction des conditions environnementales, de la teneur en particules végétales (fibres ou granulats) et des caractéristiques morphologiques (rapport d'aspect, type de fibre, etc) de celles-ci. En revanche, ils ne proposent pas d'explications au phénomène de retrait. Les paramètres ayant une influence prépondérante sur ce phénomène restent donc à identifier. C'est dans ce but que nous avons développé le modèle présenté dans les paragraphes suivants.

IV.2.2 Principe du modèle développé

Notre objectif est de proposer un modèle qui soit le plus simple possible et qui permette de mieux comprendre le phénomène de retrait de séchage du béton de granulats de bois. Comme nous l'avons vu au chapitre III et dans la section IV.1.3.1, le comportement des granulats de bois peut être considéré comme isotrope. Pour simplifier le calcul, nous choisissons de modéliser les granulats par des sphères. La figure IV.5 présente la microstructure utilisée dans le modèle développé. Nous considérons que le béton de granulats de bois est constitué d'une juxtaposition de sphères composites représentant les granulats de bois entourés par le liant (pâte de ciment). Nous supposons donc un comportement mécanique linéaire et isotrope pour la pâte de ciment et un comportement linéaire et isotrope équivalent pour les granulats de bois (voir section III.3.2). La teneur en eau dans chaque constituant (granulats ou liant, appelés phase dans la suite de ce chapitre) est considérée homogène. Cette dernière hypothèse est basée sur les travaux de Faure et al. [133] sur le béton de chanvre qui montrent que ce matériau sèche d'une façon homogène (pas de front de séchage entre la surface supérieure par laquelle l'éprouvette est séchée et la surface inférieure) pour une durée dépassant 30 jours. Enfin, une parfaite adhérence entre la pâte de ciment et les granulats de bois est considérée.

L'échange d'humidité avec le milieu environnant se produit uniquement à travers la pâte de ciment, car celle-ci entoure les granulats de bois. La quantité d'eau échangée est de ce fait déterminée à partir des mesures des pertes de masse des échantillons. Nous considérons que le transfert d'humidité entre les deux phases est dû à un transfert d'eau

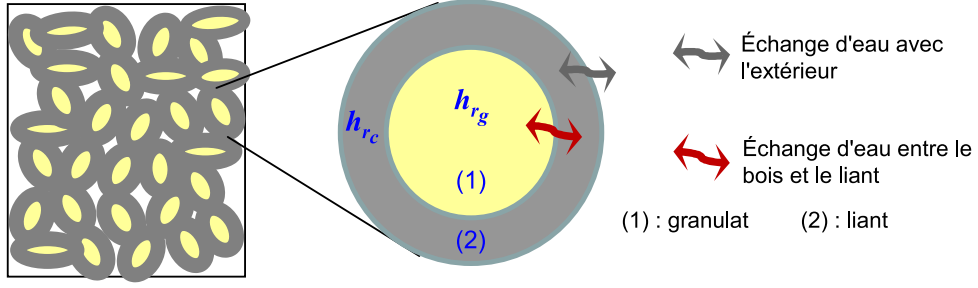


Figure IV.5 – Géométrie utilisée pour modéliser le retrait de séchage du béton de granulats de bois (h_{rg} et h_{rc} : humidité relative dans les granulats et la pâte de ciment, respectivement).

liquide, de sorte qu'il est régi par le gradient de pression capillaire. La pression capillaire peut, selon la loi de Kelvin, être exprimée en fonction de l'humidité relative. Par conséquent, le taux de masse $dm^{g \rightarrow c}/dt$ d'eau échangée entre les granulats de bois et la pâte de ciment dans un échantillon a été modélisé grâce à l'équation suivante :

$$dm^{g \rightarrow c}/dt = \delta \frac{\mathcal{R}T\rho_l}{M_v} \ln(h_{rg}/h_{rc}), \quad (\text{IV.5})$$

avec : \mathcal{R} la constante universelle des gaz, T la température, M_v la masse molaire de la vapeur d'eau, h_{rg} et h_{rc} les humidités relatives dans les granulats de bois et dans la pâte de ciment, respectivement, ρ_l la masse volumique de l'eau liquide, et δ un paramètre tenant compte de la cinétique d'échange. Dans un premier temps, nous considérons cependant que cette cinétique de transfert est suffisamment rapide pour que, à tout instant, les humidités relatives dans les deux phases soient égales (c'est-à-dire $h_{rg} = h_{rc}$).

Les teneurs en eau w_g des granulats de bois et w_c de la pâte de ciment sont définies comme étant le rapport de la masse d'eau contenue dans la phase (ciment ou granulats de bois) à la masse de la même phase à l'état sec. La masse M_c^d de la pâte de ciment à l'état sec peut être exprimée par :

$$M_c^d = (1 + \mathcal{E}_\infty) (1 - \mathcal{L}) \chi C + \mathcal{L}C, \quad (\text{IV.6})$$

où : \mathcal{E}_∞ est le rapport Eau/Ciment en masse nécessaire pour l'hydratation complète du ciment ($\mathcal{E}_\infty = 0,32 - 0,35$ pour un CEM I), \mathcal{L} est le pourcentage en masse du calcaire dans le ciment utilisé (ici $\mathcal{L} = 28\%$ selon le fournisseur), C est la masse du ciment, et χ est le degré d'hydratation. Le premier terme de l'équation IV.6 est la masse de la pâte de ciment hydraté, tandis que le second représente la masse du calcaire contenu dans le ciment utilisé. La teneur en eau est liée à l'humidité relative dans les phases à l'aide des courbes de sorption/désorption.

La pâte de ciment et le bois subissent des déformations au cours du séchage. Soient ϵ_c et ϵ_g leurs déformations volumiques libres (déformations de la pâte de ciment seule et du bois massif seul), respectivement. À la suite d'une variation de la teneur en eau du béton, l'humidité relative dans les deux phases varie également, et en conséquence les matériaux se déforment. Nous visons à déterminer les variations du volume global de l'échantillon après cette variation de la teneur en eau. Pour ce faire, nous considérons une sphère composite représentant un granulat de bois entouré par une couche de pâte de ciment (figure IV.5). Le granulat a un rayon noté R_g et la sphère externe représentant la couche de liant a un rayon noté R_c . En raison de la symétrie sphérique, le champ de déplacement $\underline{\xi}_{(i)}$ dans la phase (i) ((i) représente g pour les granulats et c pour la pâte de ciment) peut être écrit comme suit :

$$\underline{\xi}_{(i)} = \xi_{(i)}(r)\underline{e}_r = rf_{(i)}(r)\underline{e}_r \quad (\text{IV.7})$$

avec : $f_{(i)}(r) = \mathcal{F}_{(i)} + \frac{2\mathcal{G}_{(i)}}{r^3}$ (Love [126]) où \mathcal{F} et \mathcal{G} sont deux constantes à déterminer. Le champ de déformations associé à ce déplacement est donné par :

$$\underline{\underline{\epsilon}}_{(i)} = \left(\mathcal{F}_{(i)} - \frac{2\mathcal{G}_{(i)}}{r^3} \right) \underline{e}_r \otimes \underline{e}_r + \left(\mathcal{F}_{(i)} + \frac{\mathcal{G}_{(i)}}{r^3} \right) \underline{e}_\theta \otimes \underline{e}_\theta + \left(\mathcal{F}_{(i)} + \frac{\mathcal{G}_{(i)}}{r^3} \right) \underline{e}_\phi \otimes \underline{e}_\phi \quad (\text{IV.8})$$

Dans le cadre de l'élasticité linéaire isotrope, le champ de contraintes est le suivant :

$$\underline{\underline{\sigma}}_{(i)} = \left(3k_{(i)}\mathcal{F}_{(i)} - \frac{4\mu_{(i)}\mathcal{G}_{(i)}}{r^3} - k_{(i)}\epsilon_{(i)} \right) \underline{e}_r \otimes \underline{e}_r + \left(3k_{(i)}\mathcal{F}_{(i)} + \frac{2\mu_{(i)}\mathcal{G}_{(i)}}{r^3} - k_{(i)}\epsilon_{(i)} \right) (\underline{e}_\theta \otimes \underline{e}_\theta + \underline{e}_\phi \otimes \underline{e}_\phi) \quad (\text{IV.9})$$

où $k_{(i)}$ et $\mu_{(i)}$ sont respectivement les modules de compression et de cisaillement de la phase (i) .

Les constantes \mathcal{F} et \mathcal{G} sont déterminées en utilisant les conditions aux limites et la continuité des champs de déplacement et de contraintes comme suit :

- $\underline{\xi}(r=0)=\underline{0}$ permet d'écrire $\mathcal{G}_g=0$.
- De la condition $\underline{\xi}_g \cdot \underline{e}_r = \underline{\xi}_c \cdot \underline{e}_r$ pour $r = R_g$, nous déduisons :

$$\mathcal{F}_g R_g = \mathcal{F}_c R_g + \frac{\mathcal{G}_c}{R_g^2} \quad (\text{IV.10})$$

- $\underline{\underline{\sigma}}_g \cdot \underline{e}_r = \underline{\underline{\sigma}}_c \cdot \underline{e}_r$ pour $r = R_g$, d'où :

$$3k_g \mathcal{F}_g - k_g \epsilon_g = 3k_c \mathcal{F}_c - \frac{4\mu_c \mathcal{G}_c}{R_g^3} - k_c \epsilon_c \quad (\text{IV.11})$$

- $\underline{\sigma}_c \cdot \underline{e}_r = 0$ pour $r = R_c$, alors :

$$3k_c \mathcal{F}_c - \frac{4\mu_c \mathcal{G}_c}{R_c^3} - k_c \epsilon_c = 0 \quad (\text{IV.12})$$

La résolution des trois équations (IV.10), (IV.11) et (IV.12) permet d'obtenir les expressions suivantes des constantes \mathcal{F}_g , \mathcal{F}_c et \mathcal{G}_c :

$$\begin{aligned} \mathcal{F}_g &= \frac{1}{3} \frac{4\mu_c R_g^3 (k_g \epsilon_g - k_c \epsilon_c) + k_c R_c^3 (3k_g \epsilon_g + 4\mu_c \epsilon_c)}{4\mu_c R_g^3 (k_g - k_c) + k_c R_c^3 (3k_g + 4\mu_c)} \\ \mathcal{F}_c &= \frac{1}{3} \frac{4\mu_c R_g^3 (k_g \epsilon_g - k_c \epsilon_c) + k_c R_c^3 (3k_g \epsilon_c + 4\mu_c \epsilon_c)}{4\mu_c R_g^3 (k_g - k_c) + k_c R_c^3 (3k_g + 4\mu_c)} \\ \mathcal{G}_c &= \frac{R_g^3 R_c^3 k_g k_c (\epsilon_g - \epsilon_c)}{4\mu_c R_g^3 (k_g - k_c) + k_c R_c^3 (3k_g + 4\mu_c)} \end{aligned} \quad (\text{IV.13})$$

Les déformations volumiques dans la sphère composite sont données par (compte tenu de l'hypothèse des petites déformations) :

$$\epsilon = \frac{dV}{V_0} = \frac{(R_c + \xi(r = R_c))^3 - R_c^3}{R_c^3} = \left(1 + \frac{\xi(r = R_c)}{R_c}\right)^3 - 1 \simeq \frac{3\xi(r = R_c)}{R_c} \quad (\text{IV.14})$$

En remplaçant $\xi(r = R_c)$ par son expression et en tenant compte de la relation liant les rayons aux fractions volumiques (équation III.20), nous obtenons l'expression suivante de la déformation volumique de la sphère composite :

$$\epsilon(t) = \mathcal{M} \epsilon_g(t) + \mathcal{N} \epsilon_c(t), \quad (\text{IV.15})$$

avec :

$$\mathcal{M} = \frac{(4\mu_c + 3k_c)k_g f_g}{3k_c k_g (f_g + f_c) + 4\mu_c (f_g k_g + f_c k_c)} \quad (\text{IV.16})$$

$$\mathcal{N} = \frac{(4\mu_c + 3k_g)k_c f_c}{3k_c k_g (f_g + f_c) + 4\mu_c (f_g k_g + f_c k_c)} \quad (\text{IV.17})$$

où f_g et f_c sont les fractions volumiques des granulats de bois et de la pâte de ciment, respectivement, ϵ_g et ϵ_c étant leurs déformations volumiques libres.

En considérant que toutes les sphères composites constituant le béton de granulats de bois se déforment de la même manière, les déformations volumiques de l'échantillon du béton sont identiques à celles d'une sphère composite. Nous disposons donc d'une expression permettant d'estimer les déformations volumiques du béton de granulats de bois en fonction de plusieurs paramètres. Certains de ces paramètres (ϵ_g , ϵ_c et k_g) dépendent de l'humidité relative (et donc de la teneur en eau du béton). Les paragraphes suivants

décrivent l'ensemble de ces paramètres.

IV.2.3 Paramètres d'entrée du modèle

IV.2.3.1 Teneur en eau et déformations de retrait en fonction de l'humidité relative

Les teneurs en eau des phases (granulats de bois et ciment) sont reliées à l'humidité relative à l'aide des courbes de désorption récupérées à partir de données expérimentales disponibles dans la littérature. Ces courbes sont présentées dans la figure IV.6(a) pour la pâte de ciment (Rougelot et al. [15]) et dans la figure IV.7(a) pour les granulats de bois (Loulou [16]).

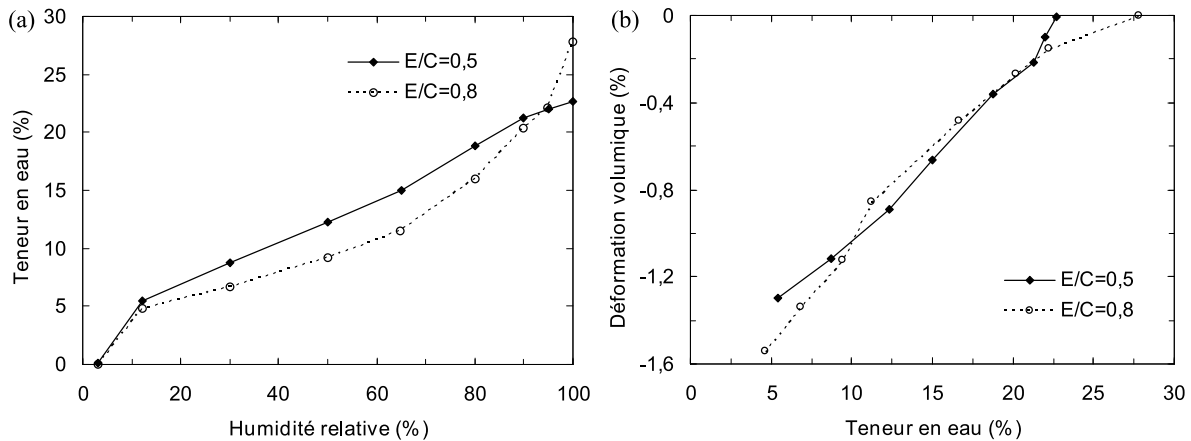


Figure IV.6 – (a) Courbe de désorption et (b) déformations de retrait des pâtes de ciment avec un rapport Eau/Ciment $E/C = 0,5$ et $E/C = 0,8$ (adaptée de Rougelot et al. [15]).

Les déformations volumiques de retrait sont données en fonction de la teneur en eau pour le ciment (figure IV.6(b)) et pour le bois (figure IV.7(b)). Les deux courbes de la figure IV.6 correspondent aux données sur des pâtes de ciment (CEM II/B 32,5R) considérées complètement hydratées¹ avec deux rapports Eau/Ciment : $E/C = 0,5$ et $E/C = 0,8$. Deux différences sont notables pour ces deux courbes : l'amplitude de déformations qui est légèrement élevée (par rapport à celle de la pâte de ciment avec $E/C = 0,5$) pour la pâte de ciment avec $E/C = 0,8$; et la teneur en eau au dessous de laquelle les déformations ne sont pas nulles, dont la valeur est légèrement faible pour la pâte de ciment avec $E/C = 0,5$ en comparaison avec celle de la pâte de ciment avec

¹Rougelot et al. [15], après démoulage des éprouvettes utilisées pour déterminer les courbes de désorption et les déformations, les ont placées dans une eau de chaux pendant 5 mois. Selon les auteurs, ce temps est suffisant pour obtenir une maturation complète des pâtes de ciment. Le degré d'hydratation de celles-ci n'a cependant pas été mesuré.

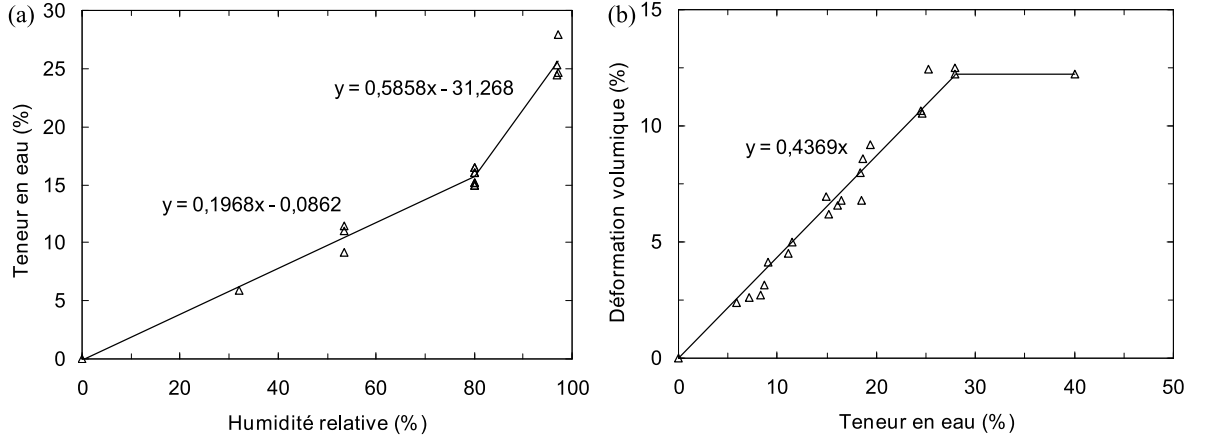


Figure IV.7 – (a) Courbe de sorption et (b) déformations de gonflement en fonction de la teneur en eau de bois d'épicéa (Loulou [16]).

$E/C = 0,5$. Les données de la figure IV.7 ont été déterminées avec du bois d'épicéa non traité. Les déformations volumiques présentées dans la figure IV.7(b) ont été déterminées à partir des trois directions d'anisotropie du bois.

IV.2.3.2 Degré d'hydratation

Nous avons vu dans la section précédente que le calcul des teneurs en eau fait intervenir un degré d'hydratation χ de la pâte de ciment (équation (IV.6)). Il est donc nécessaire de déterminer ce degré d'hydratation. Nous avons d'abord estimé le degré d'hydratation final à partir des masses finales des échantillons. Considérant que l'équilibre a été atteint entre les échantillons et le milieu environnant (c'est-à-dire les humidités relatives sont identiques à l'intérieur et à l'extérieur des échantillons), la masse M^{eq} de l'échantillon à l'équilibre peut s'exprimer par :

$$M^{eq} = M_g^{eq} + M_c^{eq} + M^{nh}, \quad (IV.18)$$

avec :

- M_g^{eq} (respectivement M_c^{eq}) la masse des granulats de bois (respectivement la pâte de ciment) à l'équilibre. En utilisant la définition de la teneur en eau, nous obtenons :

$$M_g^{eq} = (1 + w_g^{eq})M_g^d, \quad (IV.19)$$

$$M_c^{eq} = (1 + w_c^{eq})M_c^d, \quad (IV.20)$$

avec M_g^d la masse des granulats de bois à l'état sec.

- M^{nh} la masse du clinker non hydraté dans l'échantillon, donnée par :

$$M^{nh} = (1 - \chi) (1 - \mathcal{L}) C \quad (\text{IV.21})$$

En remplaçant M_g^{eq} , M_c^{eq} et M^{nh} par leurs expressions dans l'équation (IV.18), et en tenant compte de la définition de M_c^d (équation (IV.6)), le degré d'hydratation χ est exprimé par :

$$\chi = \frac{M^{eq} - (1 + w_g^{eq})M_g^d - (1 + w_c^{eq}\mathcal{L})C}{(1 - \mathcal{L})C (\mathcal{E}_\infty + w_c^{eq} + w_c^{eq}\mathcal{E}_\infty)}. \quad (\text{IV.22})$$

Nous avons déterminé la teneur en eau de la pâte de ciment et des granulats de bois à partir de l'humidité relative à l'équilibre en utilisant les courbes de désorption. Les degrés d'hydratation que nous avons obtenus après 53 jours pour les formulations étudiées expérimentalement, pour $\mathcal{E}_\infty = 0,32$, sont présentés dans le tableau IV.2. Ces degrés d'hydratation sont proches les uns des autres, ce qui justifie l'utilisation des propriétés de la pâte de ciment identiques pour toutes les formulations dans le modèle.

Tableau IV.2 – Quelques caractéristiques des formulations étudiées après 53 jours de séchage.

Rapport C/B		1,25	1,75	2,25	2,75
Masse (g)		166,07	217,50	254,54	280,97
Humidité relative (%)		58	62	58	62
Degré d'hydratation	Données avec $E/C = 0,5$	0,74	0,75	0,71	0,72
	Données avec $E/C = 0,8$	0,86	0,88	0,83	0,85

Nous considérons que le degré d'hydratation ne change pas beaucoup au cours de la période de séchage. Cette hypothèse est basée sur le fait que, comme nous l'avons déjà signalé à la section III.3.2, l'hydratation du ciment s'arrête pour les humidités relatives en dessous de 80 % (Flatt et al. [128]). Pour les 8 premiers jours, les échantillons ont été conservés en conditions humides mettant en question cette justification ; mais l'effet d'une variation du degré d'hydratation sera cependant discuté *a posteriori*. Les degrés d'hydratation présentés dans le tableau IV.2 sont donc utilisés dans le modèle pour toute la période de séchage étudiée.

IV.2.3.3 Fractions volumiques et propriétés élastiques des phases

Les fractions volumiques des granulats de bois et de la pâte de ciment utilisées dans le modèle développé sont celles présentées dans le chapitre II (tableau II.6). Pour les propriétés élastiques, nous les considérons, en première approximation, indépendantes du temps dans notre modèle. Les valeurs que nous avons utilisées sont celles estimées par

analyse inverse dans le chapitre III à 28 jours. Le module de Young des granulats de bois est pris égal à $E_g = 1192$ MPa, et celui de la pâte de ciment est $E_c = 5295$ MPa. Les coefficients de Poisson sont $\nu_c = 0,2$ et $\nu_g = 0,1$.

IV.2.4 Résultats du modèle

Nous avons utilisé les résultats expérimentaux (section IV.1) pour valider le modèle que nous avons développé. Nous avons d'abord fixé la configuration initiale du système (béton de granulats de bois) en précisant les teneurs en eau de chaque phase au début du séchage (c'est-à-dire, à l'instant $t = 0$). La teneur en eau initiale dans la phase (i) est le rapport de la masse d'eau $M_{(i)}^{\text{eau}}$ dans cette phase à la masse de cette même phase $M_{(i)}^d$ à l'état sec.

La masse d'eau initiale M_g^{eau} dans les granulats de bois est déterminée, à partir de sa teneur en eau w_g^{livr} ($w_g^{\text{livr}} = 68,7$ %, cf. chapitre II) à la livraison et de leur masse à l'état sec M_g^d , à l'aide de l'équation suivante :

$$M_g^{\text{eau}} = w_g^{\text{livr}} M_g^d + \Theta, \quad (\text{IV.23})$$

où Θ représente la masse d'eau échangée entre la pâte de ciment et les granulats de bois pendant le processus de malaxage. Par conséquent, Θ est positif dans le cas de l'absorption de l'eau par des granulats de bois, et négatif dans le cas d'une désorption. Dans la pâte de ciment, la masse d'eau initiale M_c^{eau} est estimée par l'expression suivante :

$$M_c^{\text{eau}} = (E/C - \chi \mathcal{E}_\infty) C - \Theta, \quad (\text{IV.24})$$

avec : E/C le rapport Eau/Ciment en masse utilisé pour préparer le béton ($E/C = 0,5$), \mathcal{E}_∞ est le rapport Eau/Ciment en masse nécessaire pour l'hydratation complète de ciment, et C est la masse de ciment utilisé.

La configuration initiale étant spécifiée, nous utilisons la perte de masse des échantillons à chaque étape pour déterminer la teneur en eau et l'humidité relative dans la pâte de ciment, et l'équation (IV.5) pour calculer la teneur en eau et l'humidité relative dans les granulats de bois. Ensuite, nous utilisons les courbes de déformations en fonction de l'humidité relative pour obtenir les déformations volumiques dans chaque phase, et enfin l'équation (IV.15) fournit les déformations de retrait dans notre béton.

La figure IV.8 présente les résultats du modèle développé comparés aux mesures expérimentales. Pour les courbes théoriques, la déformation de référence a été choisie de telle sorte que la valeur finale des déformations prédites par le modèle soit égale à celle mesurée expérimentalement. Les deux courbes théoriques correspondent à des pâtes de ciment avec deux rapports Eau/Ciment : $E/C = 0,5$ et $E/C = 0,8$ afin de tenir compte

d'une éventuelle modification de la microstructure (et donc des courbes de désorption) de la pâte de ciment en présence des granulats de bois. Les valeurs des degrés d'hydratation pour chaque valeur du rapport E/C sont celles présentées dans le tableau IV.2. Les résultats présentés dans cette figure ont été obtenus pour $\delta = 10^{-2}$ m.s (cf. équation IV.5), $\mathcal{E}_\infty = 0,32$ et $\Theta = 0$. La valeur de δ est élevée signifiant que l'échange d'eau entre les granulats de bois et la pâte de ciment est très rapide. Cet échange rapide d'eau entre les phases induit un équilibre thermodynamique permanent entre celles-ci (c'est-à-dire, les humidités relatives sont identiques dans les deux phases), comme l'illustre la figure IV.9 pour les formulations F1 ($C/B = 1,25$) et F4 ($C/B = 2,75$).

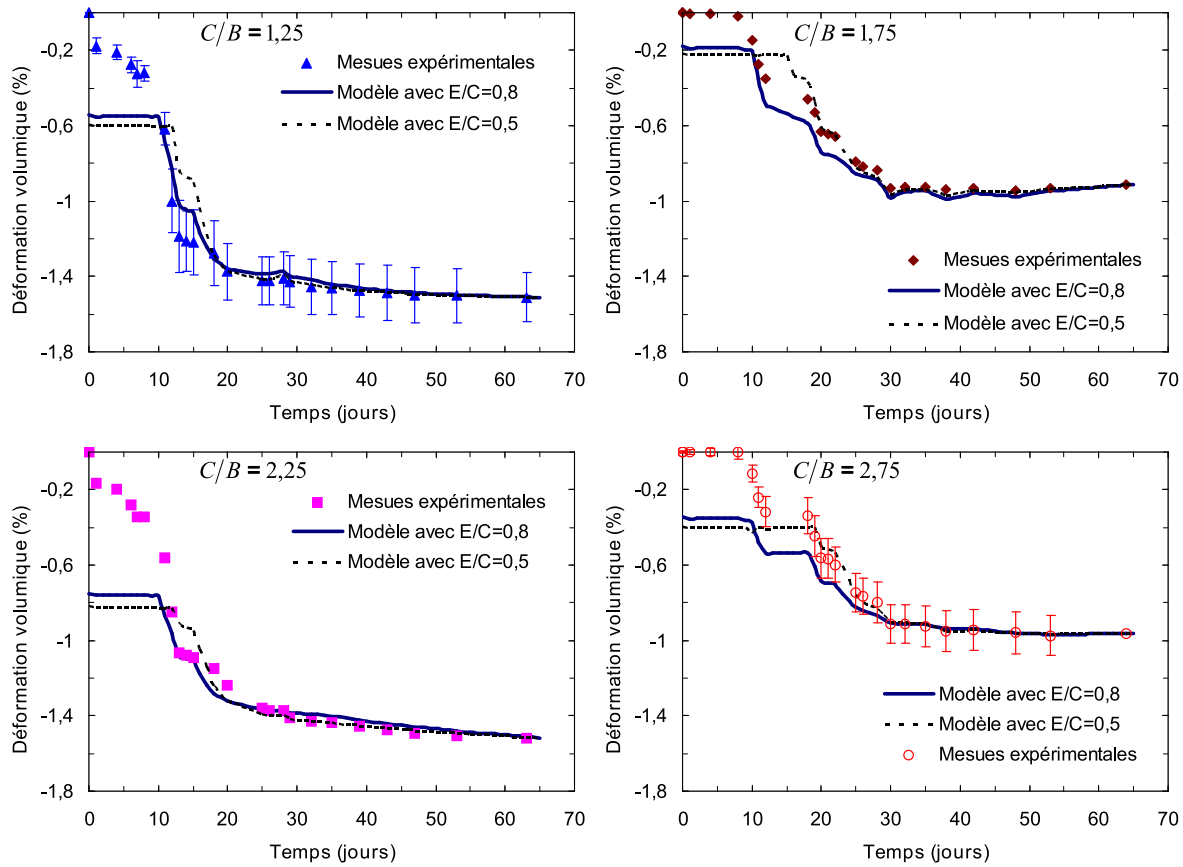


Figure IV.8 – Déformations volumiques dues au séchage du béton de granulats de bois : comparaison entre les mesures expérimentales et le modèle avec deux séries différentes de données de la pâte de ciment de rapports Eau/Ciment : $E/C = 0,5$ et $E/C = 0,8$.

Les résultats de la figure IV.8 montrent que notre modèle capte bien les mesures expérimentales pour la période après 10 jours de séchage environ. De plus, sauf pour la formulation F4 avec $C/B = 2,75$, les prédictions obtenues en utilisant des courbes de désorption et de déformations d'une pâte de ciment avec un rapport Eau/Ciment de 0,8, en tant que données d'entrée pour le liant, semblent plus en accord avec les mesures

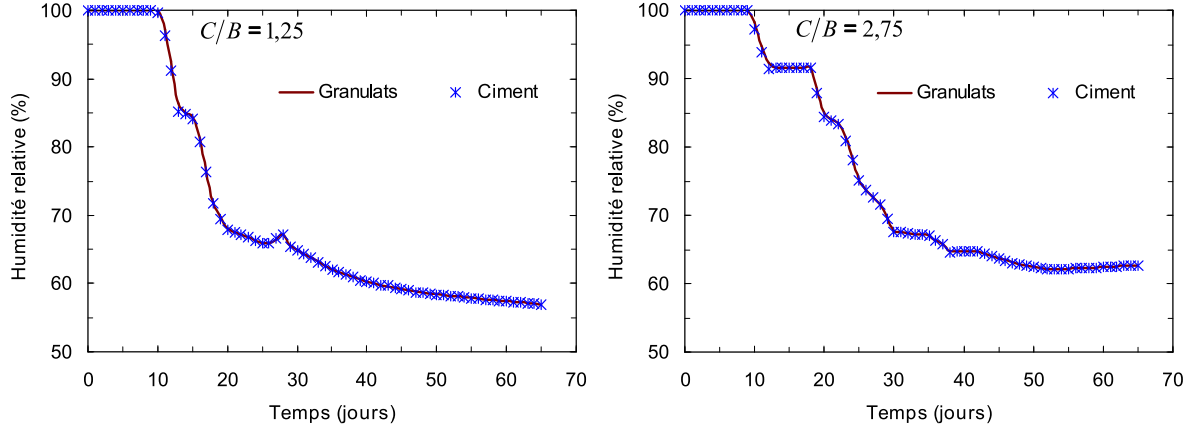


Figure IV.9 – Humidités relatives estimées par notre modèle dans les granulats de bois et dans la pâte de ciment pour les formulations F1 ($C/B = 1,25$) et F4 ($C/B = 2,75$).

que celles obtenues avec des données d'une pâte de ciment avec un rapport Eau/Ciment de 0,5. Ce résultat est surprenant, étant donné que la pâte de ciment a été préparée en utilisant un rapport massique Eau/Ciment $E/C = 0,5$, mais il peut être une conséquence de la modification de la microstructure de la pâte de ciment en raison de la présence de granulats de bois. En effet, l'augmentation de la porosité de la pâte de ciment à proximité des granulats de bois (Ledhem et al. [79], Toledo Filho et al. [26], Bederina et al. [52]) peut conduire à la modification de ses courbes de désorption et, par conséquent, de ses déformations induites par le retrait de séchage. Pour les échantillons avec $C/B = 2,75$, une fuite d'eau a été observée juste après le moulage des échantillons (cf. chapitre II). Cette fuite d'eau pourrait expliquer les différents résultats obtenus pour cette formulation.

Cependant, le modèle ne peut pas expliquer le comportement de retrait du béton de granulats de bois, induit par le séchage, au jeune âge : un écart entre les estimations théoriques et les mesures expérimentales au cours des 10 à 12 premiers jours reste un point de faiblesse du modèle développé. Cet écart est beaucoup plus prononcé lorsque les échantillons ont été conservés dans des conditions humides au jeune âge (c'est à dire, pour les échantillons avec $C/B = 1,25$ et $C/B = 2,25$) que lorsqu'ils ont été conservés dans des conditions endogènes (c'est à dire, pour les échantillons avec $C/B = 1,75$ et $C/B = 2,75$) dans la même période. Le désaccord entre l'expérience et le modèle peut être dû aux raisons suivantes : 1) la modification et/ou le retard du processus d'hydratation lorsqu'il est couplé avec le séchage ou en présence de granulats de bois, ce qui suggère d'utiliser les courbes de désorption et de déformations induites par le séchage représentatives d'une pâte de ciment partiellement hydratée plutôt que celles d'une pâte de ciment complètement hydratée ; 2) le modèle développé ici ne tient pas compte du phénomène de retrait endogène dans la pâte de ciment. Sur une pâte de ciment avec un

rapport $E/C = 0,5$ conservée en conditions endogènes, Baroghel-Bouny et al. [134] ont observé une déformation linéaire de gonflement de 0,073 ‰ à 7 jours et une déformation linéaire de retrait de 0.02 ‰ à 28 jours. Ces déformations restent faibles et peuvent donc être négligées, mais la difficulté étant de déterminer si oui ou non ces variations dimensionnelles endogènes sont affectées par la présence de granulats organiques; 3) comme nous l'avons signalé auparavant, les modules élastiques et les degrés d'hydratation ont été considérés en première approximation indépendants du temps et les valeurs utilisées sont celles calculées après un mois environ.

En outre, le modèle ne semble pas reproduire l'indépendance des variations dimensionnelles vis-à-vis de la teneur en ciment. L'amplitude des déformations estimées par le modèle sont de -0,97 ‰ pour la formulation avec $C/B = 1,25$ et de -0,77 ‰ pour la formulation avec $C/B = 2,25$. Pour les formulations avec $C/B = 1,75$ et avec $C/B = 2,75$, conservées en conditions endogènes pendant les 8 premiers jours, le modèle prédit des déformations de -0,73 ‰ et -0,62 ‰. Ces résultats montrent que pour les formulations conservées dans des conditions identiques au jeune âge, les déformations calculées par le modèle diminuent légèrement lorsque le rapport C/B augmente. La différence n'est cependant pas très différente de l'incertitude des mesures qui est de 0,11-0.14 ‰ pour les deux types de cure. L'origine de cette différence pourrait être la surestimation par le modèle de la contribution des granulats de bois dans les déformations globales du béton (cf. section IV.3).

IV.2.5 Influence des différents paramètres

Dans cette section, sur la base du modèle dérivé, nous étudions la façon dont certains paramètres influencent le retrait de séchage du béton de granulats de bois. Les paramètres que nous avons choisis sont : les modules de Young des phases, le rapport Eau/Ciment en masse \mathcal{E}_∞ nécessaire à l'hydratation complète du ciment, le degré d'hydratation χ du ciment, la cinétique de transfert de l'eau entre les phases lors du processus de séchage (valeur de δ), et la masse d'eau Θ échangée entre les constituants au cours du processus de malaxage. Le choix de ces paramètres repose sur le fait que les valeurs prises comme entrées du modèle sont difficiles à quantifier du fait de la complexité du matériau et des phénomènes en jeu lors du processus de séchage. Les résultats présentés sont ceux obtenus pour la formulation F1 ($C/B = 1,25$). Des résultats similaires ont été obtenus sur les trois autres formulations. Pour étudier l'effet de chaque paramètre, nous avons procédé en prenant pour les autres les valeurs utilisées dans la section IV.2.4.

La figure IV.10 présente l'effet des modules de Young des phases sur le retrait du béton de granulats de bois. L'amplitude des déformations induites par le retrait de séchage du

béton de granulats de bois ainsi que la cinétique de retrait dépendent de la raideur à la fois de la pâte de ciment et des granulats, comme le montrent les équations (IV.15), (IV.16) et (IV.17). L'effet de chaque phase est toutefois différent : la figure IV.10(a) montre que l'augmentation du module de Young E_c de la pâte de ciment de 2000 MPa à 10000 MPa induit une diminution des déformations de retrait de séchage. En revanche, l'augmentation du module de Young E_g des granulats de bois de 900 MPa à 1500 MPa entraîne une augmentation des déformations de retrait comme nous pouvons le voir sur la figure IV.10(b). Le modèle est en outre très sensible à la valeur de E_c et moyennement sensible à celle de E_g . Par ailleurs, en utilisant une pâte de ciment donnée, notre modèle prédit que le retrait de séchage d'un béton incorporant des granulats de bois rigides est plus important en comparaison avec celui d'un béton incorporant des granulats de bois moins rigides (sous l'hypothèse que ces deux types de granulats se déforment de la même manière face à une variation de l'humidité relative).

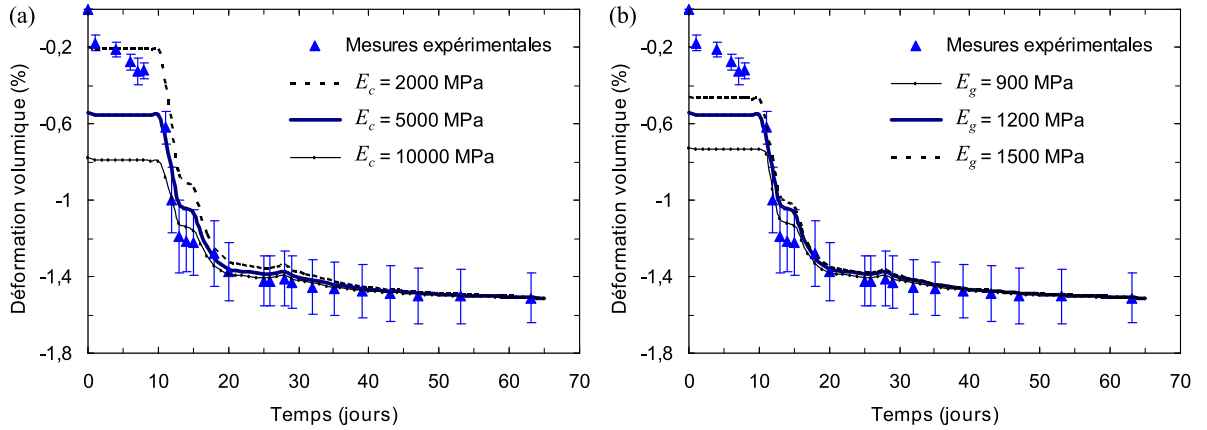


Figure IV.10 – Effet des modules de Young (a) de la pâte de ciment E_c et (b) des granulats de bois E_g sur les variations dimensionnelles du béton de granulats de bois ($C/B = 1,25$) comme prédit par notre modèle ($\delta = 2 \times 10^{-2}$ m.s, $\mathcal{E}_\infty = 0,32$, $\Theta = 0$).

Dans la figure IV.11(a), nous présentons les prédictions de notre modèle pour deux valeurs du rapport Eau/Ciment en masse \mathcal{E}_∞ nécessaire pour l'hydratation complète du ciment. Cette figure montre que la valeur de \mathcal{E}_∞ influe sur l'amplitude des déformations de retrait de séchage. Plus cette valeur est élevée, plus les déformations de retrait du béton de granulats de bois sont importantes. Le paramètre \mathcal{E}_∞ contrôle le degré d'hydratation de la pâte de ciment (voir équation (IV.22)) et, par conséquent, l'état de saturation (teneur en eau des phases) initial du béton. Avec un degré d'hydratation fixe, lorsque la valeur de \mathcal{E}_∞ est petite, la quantité d'eau consommée par l'hydratation de ciment est faible, mais la masse M_c^d de la pâte de ciment à l'état sec diminue (cf. équation (IV.6)). Ainsi, la différence entre les états de saturation initial et final est faible par rapport au cas où \mathcal{E}_∞

est élevé, induisant une diminution des déformations de retrait prédites par le modèle. L'effet de ce paramètre \mathcal{E}_∞ sur les déformations du béton reste néanmoins négligeable.

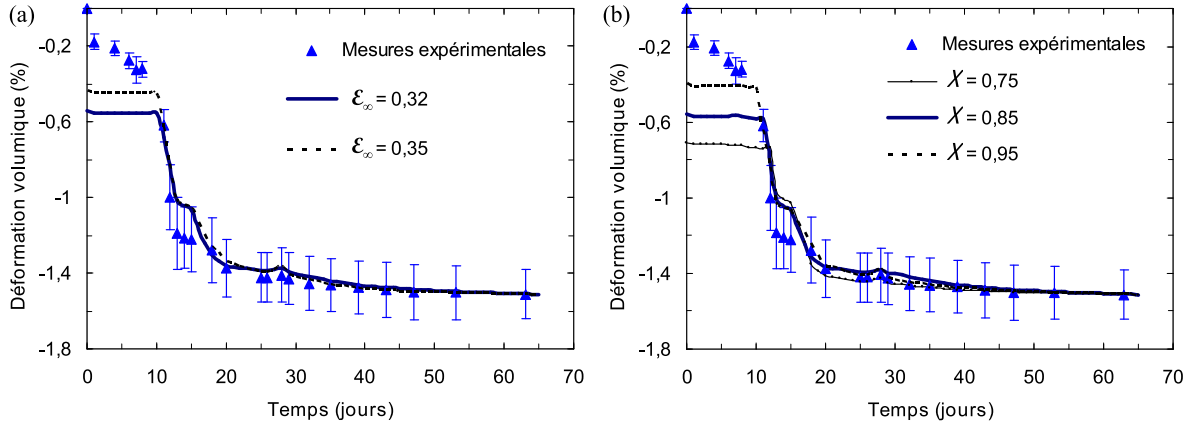


Figure IV.11 – Effet (a) du rapport Eau/Ciment \mathcal{E}_∞ nécessaire pour l'hydratation complète du ciment et (b) du degré d'hydratation χ sur les variations dimensionnelles du béton de granulats de bois ($C/B = 1,25$) comme prédit par notre modèle ($E_c = 5000$ MPa, $E_g = 1200$ MPa, $\Theta = 0$, $\delta = 2 \times 10^{-2}$ m.s).

L'effet du degré d'hydratation χ de la pâte de ciment sur les variations volumiques du béton de granulats de bois est présenté sur la figure IV.11(b). L'augmentation du degré d'hydratation entraîne une augmentation de l'amplitude des déformations. Ce résultat peut paraître surprenant puisque les propriétés mécaniques de la pâte de ciment augmentent au cours du processus d'hydratation. Une pâte de ciment se déforme donc moins lorsque son degré d'hydratation est élevé. Dans notre modèle, l'augmentation du degré d'hydratation induit une diminution de la masse d'eau dans le ciment, et donc sa teneur en eau, à l'état initial (cf. équation (IV.24)). Par conséquent, pour des pertes de masse identiques, l'humidité relative dans le béton ayant une grande valeur de degré d'hydratation χ est moins élevée que celle dans le béton présentant un faible χ . Il en résulte une augmentation de l'amplitude des déformations dans le cas d'un degré d'hydratation élevé. Toutefois, les déformations prédites par notre modèle pour une humidité relative identique sont équivalentes indépendamment du degré d'hydratation. Nous pouvons donc négliger l'influence de ce paramètre étant donné que l'humidité relative dans le béton doit être équivalente à celle du milieu environnant.

La cinétique d'échange d'eau entre les phases pendant le séchage est prise en compte à travers le paramètre δ . L'effet de ce paramètre δ sur les déformations du béton de granulats de bois induites par le séchage est important, car sa valeur permet de distinguer deux situations différentes. Pour $\delta = 2 \times 10^{-5}$ m.s, la cinétique d'échange est faible, et le retrait de séchage apparaît en deux étapes remarquables, comme nous pouvons le voir

sur la figure IV.12. La première étape (à partir du 10^e jour environ) est principalement due à l'évaporation de l'eau dans la pâte de ciment, tandis que la deuxième étape (après 35 jours environ) correspond à la perte d'eau contenue dans les granulats de bois lorsque la pâte de ciment est à l'équilibre avec le milieu environnant. Avec une cinétique rapide d'échange (par exemple, pour $\delta = 2 \times 10^{-3}$ m.s), un équilibre thermodynamique entre les deux phases est obtenu à tout moment. Le retrait de séchage est donc une conséquence de l'évaporation d'eau à la fois dans la pâte de ciment et dans les granulats de bois simultanément. Par conséquent, malgré la difficulté à calibrer la valeur de δ , l'hypothèse de l'équilibre thermodynamique entre les deux phases semble raisonnable, puisque le modèle donne des résultats satisfaisants avec une cinétique rapide d'échange d'eau entre les phases (cf. section IV.2.4). Ainsi, nous pouvons éviter d'utiliser l'équation (IV.5), ce qui est pratique et avantageux, comme cette équation n'est valable que dans le cas de transfert de l'eau liquide entre les phases. Or pour le bois, lorsque la teneur en eau est inférieure au point de saturation des fibres (environ 30 %), l'eau est plutôt liée à la paroi de la fibre.

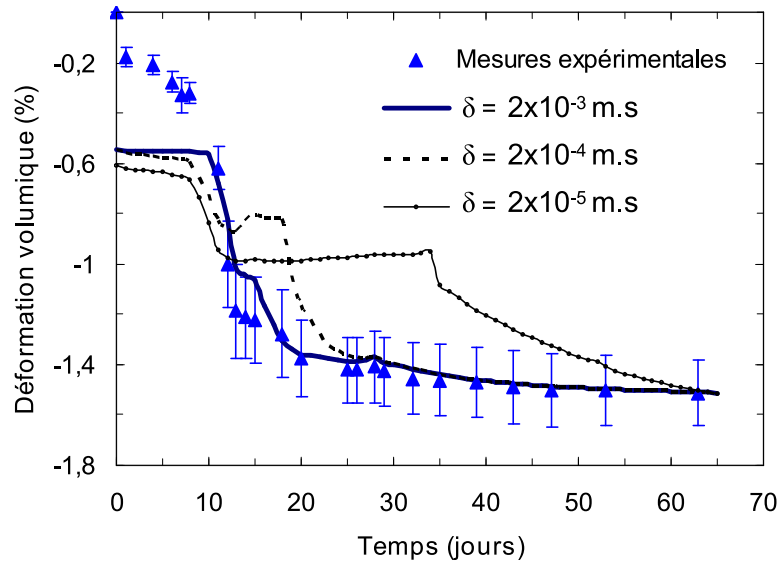


Figure IV.12 – Effet du paramètre δ régissant la cinétique d'échange d'eau entre les phases sur les variations dimensionnelles du béton de granulats de bois ($C/B = 1,25$) comme prédit par notre modèle ($E_c = 5000$ MPa, $E_g = 1200$ MPa, $\Theta = 0$, $\mathcal{E}_\infty = 0,32$).

L'effet de la masse Θ de l'eau échangée entre les constituants, lors du processus de malaxage du béton de granulats de bois, dépend de la cinétique de l'échange au cours du temps (c'est-à-dire la valeur de δ). Pour $\delta = 2 \times 10^{-3}$ m.s (cinétique d'échange rapide), la figure IV.13(a) montre que seule l'amplitude des déformations de retrait de séchage dépend de la masse Θ d'eau échangée au cours du processus de malaxage du béton. Lorsque Θ est positif ($\Theta = +0,4M_g^d$, avec M_g^d la masse de granulats de bois à l'état sec), les granulats de bois absorbent de l'eau pendant le malaxage et la fraction volumique de la pâte de ciment

diminue (cf. chapitre II, équation (II.5)). En raison de cette baisse de la fraction volumique de la pâte de ciment, le facteur \mathcal{M} dans l'équation (IV.15) augmente alors que le facteur \mathcal{N} diminue ; ce qui conduit à une augmentation de l'amplitude des déformations de retrait de séchage. En revanche, lorsque Θ est négatif ($\Theta = -0,4M_g^d$ dans la figure IV.13(a)), la désorption de l'eau par les granulats de bois induit une augmentation de la fraction volumique de la pâte de ciment et, par conséquent, l'amplitude des déformations de retrait de séchage est réduite.

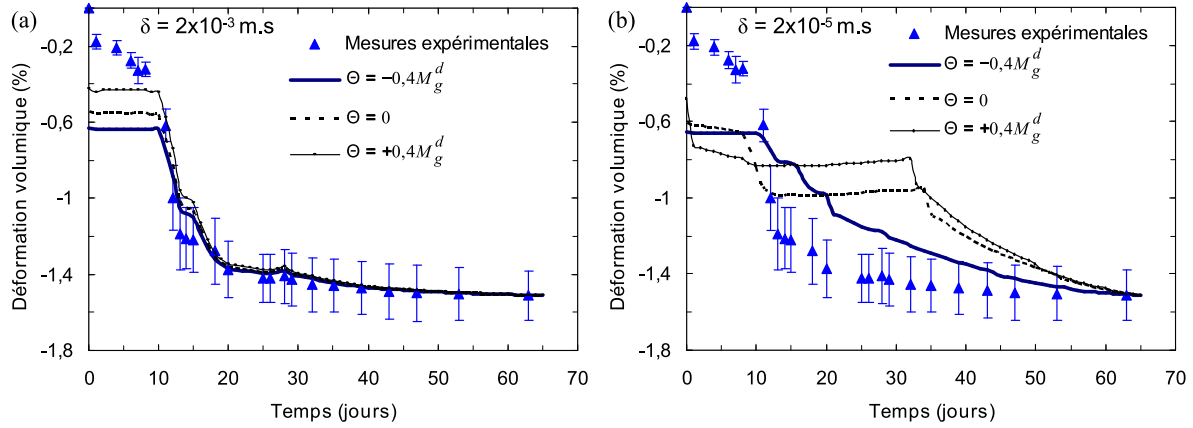


Figure IV.13 – Effet de l'échange d'eau entre les phases (valeur de Θ) pendant le malaxage avec (a) $\delta = 2 \times 10^{-3} \text{ m.s}$ et (b) $\delta = 2 \times 10^{-5} \text{ m.s}$ sur les variations dimensionnelles du béton de granulats de bois ($C/B = 1,25$) comme prédit par notre modèle ($E_c = 5000 \text{ MPa}$, $E_g = 1200 \text{ MPa}$, $\mathcal{E}_\infty = 0,32$).

Avec $\delta = 2 \times 10^{-5} \text{ m.s}$ (c'est-à-dire lorsque la cinétique de transfert est lente), en plus de diminuer l'amplitude des déformations de retrait induites par le séchage, la désorption de l'eau par les granulats de bois ($\Theta = -0,4M_g^d$ dans la figure IV.13(b)) modifie l'allure de la courbe de retrait. L'équilibre thermodynamique entre les granulats de bois et la pâte de ciment n'est pas atteint à tout moment et les deux phases sont à des humidités relatives différentes. Dans le cas de l'absorption de l'eau par les granulats ($\Theta = +0,4M_g^d$ dans la figure IV.13(b)), la pâte de ciment est à un stade avancé de séchage dans la configuration initiale (c'est-à-dire, à l'instant $t = 0$) et, en conséquence, elle se déforme après une durée de séchage très petite, conduisant à la déformation du béton de granulats de bois. Pourtant, la pâte de ciment continue à perdre de l'eau (en raison de l'hypothèse selon laquelle l'échange d'humidité avec le milieu environnant a lieu seulement par l'intermédiaire du liant), mais la cinétique de transfert d'eau entre les phases est trop lente pour compenser cette perte. Une fois la masse de l'échantillon stabilisée, les granulats de bois libèrent de l'eau pour équilibrer les humidités relatives dans les phases, et un retrait important du béton se produit (après environ 35 jours dans la figure IV.13(b)).

Si nous nous limitons au seul cas d'une cinétique rapide d'échange d'eau entre les phases pendant le séchage, ce qui semble réaliste suite à la comparaison de notre modèle avec les résultats expérimentaux, nous pouvons considérer que l'effet de l'absorption d'eau par les granulats, au cours du malaxage du béton, sur les déformations de retrait est relativement faible, comme le montre la figure IV.13(a).

IV.2.6 Bilan

Nous disposons donc d'un modèle permettant de prédire les déformations de retrait des bétons de granulats de bois. L'étude paramétrique a démontré que notre modèle développé fournit des ordres de grandeur corrects, malgré les incertitudes sur les paramètres d'entrée. Certains paramètres affectent principalement l'amplitude des déformations volumiques (les modules de Young des phases, le rapport Eau/Ciment en masse \mathcal{E}_∞ requis pour l'hydratation complète de ciment) et d'autres modifient la cinétique de retrait (valeur de δ et Θ). L'effet de certains paramètres (E_c , valeur de δ et Θ) sur les déformations est très important, tandis que l'effet des autres (\mathcal{E}_∞ , χ et E_g) est relativement faible. L'absorption d'eau par les granulats lors du malaxage (valeur de Θ) n'a cependant d'influence significative que si la cinétique d'échange d'eau entre les phases est lente (valeur de δ basse), cas qui ne paraît pas réaliste d'après les résultats de notre modèle. Néanmoins, la différence entre le modèle et l'expérience au jeune âge (les 10 premiers jours de séchage), ainsi que par rapport à la dépendance vis-à-vis de la teneur en ciment, reste une limitation de notre modèle.

IV.3 Comportement local des bétons de granulats de bois sous des cycles séchage/humidification

L'objectif de cette section est d'étudier les variations dimensionnelles du béton de granulats de bois à l'échelle des constituants sous des variations cycliques de l'humidité relative. Nous présentons donc dans cette partie d'abord les résultats des mesures de déformations induites par le séchage ou l'humidification. Une analyse de cartes de déformations à l'échelle centimétrique est ensuite présentée.

IV.3.1 Matériaux et méthodes

La mesure des déformations locales induites par les variations de l'humidité relative a été effectuée à l'aide de la technique de la corrélation d'images numériques. Le dispositif utilisé a été présenté dans la section II.3.3. L'échantillon étudié est conservé pen-

dant 7 jours en conditions endogènes après sa fabrication, et exposé ensuite aux cycles séchage/humidification. Le séchage (humidité relative de 25 % environ) est réalisé en mettant du gel de silice à l'intérieur de l'enceinte climatique où l'échantillon étudié est conservé, tandis que l'humidification est assurée par de l'eau conduisant à une ambiance saturée (100 % d'humidité relative). Les deux processus sont relativement longs et, par conséquent, nous nous sommes limités à l'étude d'un échantillon de la formulation F3 ($C/B = 2.25$). Sur cet échantillon, deux cycles séchage/humidification ont été réalisés.

Au cours de chaque étape de l'étude (séchage ou humidification), nous avons acquis des images ayant 1 cm de taille sur plusieurs zones de l'échantillon dont la surface a été polie (voir figure II.7). Chaque séquence d'images de la même zone est traitée avec le logiciel CMV. Sur l'image de référence de chaque zone, nous définissons des phases de traitement correspondant chacune à un granulats de bois ou à une partie de la pâte de ciment, comme nous pouvons le voir sur l'exemple de la figure IV.14. Grâce à cette méthode, nous pouvons accéder au champ de déformations dans chaque phase définie ainsi que dans le béton. Les résultats de ces traitements sont présentés dans la section suivante.

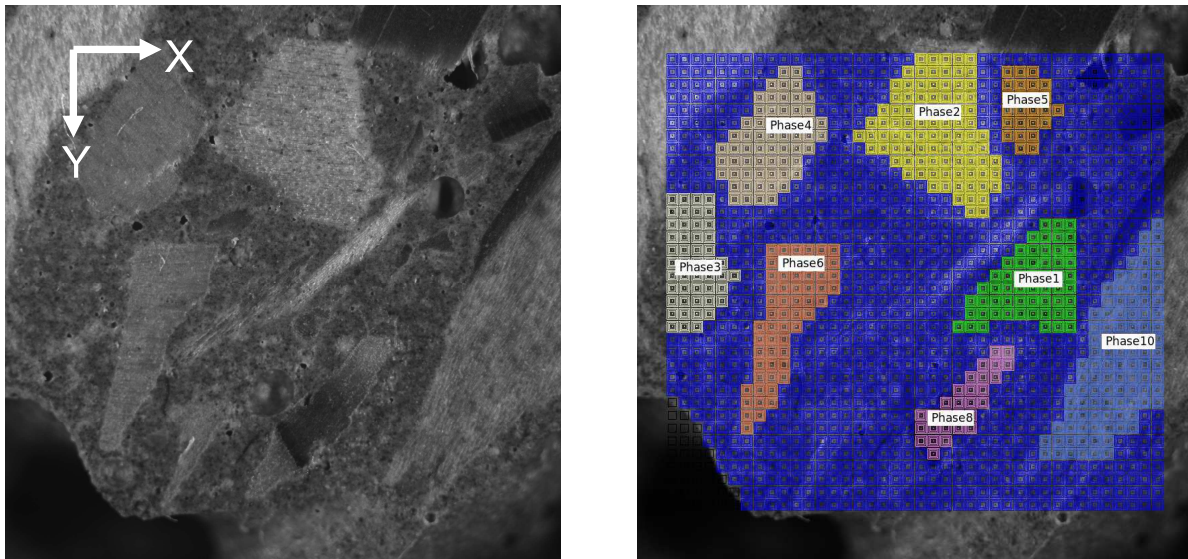


Figure IV.14 – Choix de phases représentant des granulats et la pâte de ciment pour le calcul des déformations induites par le séchage ou l'humidification à l'échelle des constituants.

Toujours grâce à la technique de corrélation d'images 2D, nous avons analysé les cartes de déformations sur les zones traitées. Ces cartes de déformations sont ensuite confrontées aux images avant les cycles pour essayer de comprendre les mécanismes de dégradation du béton. Les résultats de ces analyses sont présentés dans la section IV.3.3.

IV.3.2 Variations dimensionnelles à l'échelle des constituants

Nous avons vu dans les sections précédentes que le béton de granulats de bois est sensible aux variations de l'humidité relative. L'origine de cette sensibilité à l'humidité relative est la nature des constituants de ce béton. Le bois et la pâte de ciment sont deux matériaux qui subissent des retraits lorsque l'humidité relative du milieu environnant diminue, et des gonflements dans le cas contraire. Nous visons dans les paragraphes suivants à quantifier expérimentalement comment chacun de ces deux matériaux constitutifs du béton de granulats de bois se comporte à l'échelle locale.

IV.3.2.1 Premier cycle de séchage/humidification

Nous représentons dans la figure IV.15 quelques exemples de courbes de déformations mesurées sur les granulats de bois au cours du premier séchage. Le granulat sur lequel les déformations ont été mesurées est présenté dans chaque sous-figure. Le comportement de retrait du bois est anisotrope dans le cas général. Cette anisotropie est liée à l'orientation des fibres. Cependant, pour les granulats de bois présentés dans la figure IV.15, cette relation entre l'anisotropie de déformations de retrait et l'orientation des granulats n'est pas forcément claire. Certains granulats présentent des déformations de retrait qui sont similaires dans les deux directions de l'image malgré leur orientation² selon l'une de ces deux directions. Sur d'autres granulats, l'anisotropie est très marquée mais n'est pas facilement reliée à une orientation de ceux-ci. Cette différence de comportement pourrait être due à une variabilité au niveau du plan observé (orientation par rapport aux trois directions de l'anisotropie du bois) ou à un rôle de la pâte de ciment plus ou moins important en fonction de la qualité de la liaison à l'interface granulat/liant. L'ordre de grandeur des déformations de retrait reste néanmoins identique pour l'ensemble des granulats étudiés. Le phénomène de retrait est plus important pendant les cinq premiers jours de séchage et atteint sa valeur finale au bout de 10 jours dans les conditions de cette étude. L'amplitude des déformations linéaires de retrait dans chaque direction de l'image varie de 1 à 4 % environ après 22 jours.

Pour la pâte de ciment, deux types de comportements de retrait à l'échelle locale ont été observés. Ces deux comportements sont illustrés sur la figure IV.16. Le cas le plus fréquent est celui où les déformations dans les deux directions de l'image sont similaires, indiquant que le comportement de retrait de la pâte de ciment est isotrope dans le cas général. Le cas de l'anisotropie peut être dû à l'effet de la présence des granulats. En effet, la technique de corrélation d'images 2D permet de déterminer uniquement les déformations de la surface

²L'orientation dont nous parlons ici est celle des granulats par rapport aux directions X et Y de l'image. Cette orientation peut être différente de l'orientation des fibres du bois si le plan observé correspond à la section transversale du tronc ou de la branche desquels sont issus les granulats.

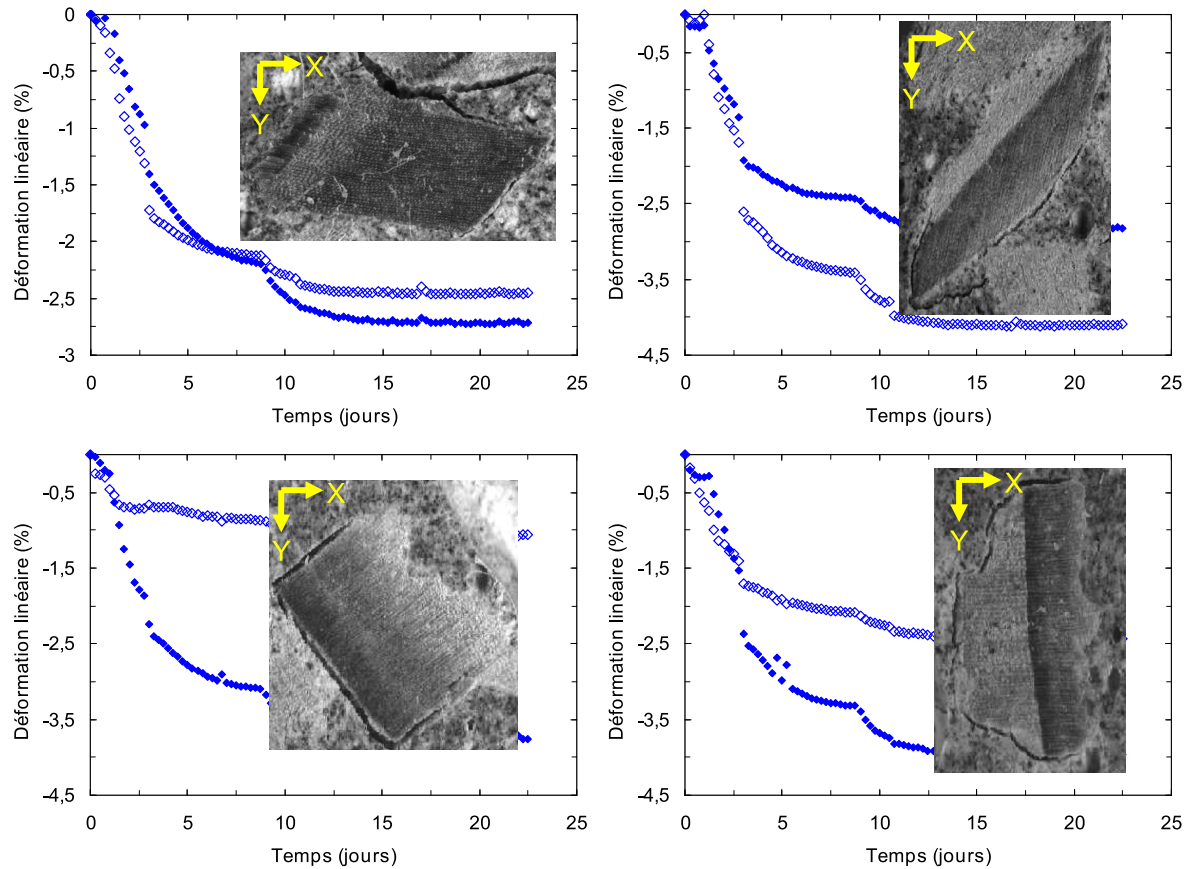


Figure IV.15 – Déformations de retrait pour différents granulats de bois : E_{xx} (symboles ouverts) et E_{yy} (symboles pleins).

étudiée. La phase choisie comme pâte de ciment pourrait en réalité représenter une fine couche sur un granulat de bois. Les déformations mesurées sont donc influencées par ce granulat de bois. La qualité différente des interfaces de la pâte de ciment avec les granulats pourrait aussi conduire à une différence de ses déformations de retrait dans les deux directions de l'image. La bonne adhérence entre le granulat et la pâte liante pourrait modifier la capacité de la pâte à se déformer. L'amplitude des déformations de retrait de la pâte de ciment varie entre 0,4 et 0,8 % après 22 jours de séchage.

Sur l'ensemble des zones traitées de l'échantillon, nous avons déterminé la moyenne des déformations de retrait sur chaque phase (granulats et pâte de ciment) ainsi que sur le béton dans les deux directions de l'image. La figure IV.17(a) présente les résultats obtenus. La pâte de ciment et le béton de granulats de bois se caractérisent par un comportement de retrait global isotrope, au moins dans les deux directions étudiées dans ce travail. Cette isotropie des déformations de retrait pour le béton de granulats de bois vient confirmer les résultats, obtenus par des mesures macroscopiques, présentés dans la section IV.1. En revanche, les granulats de bois présentent des déformations de retrait

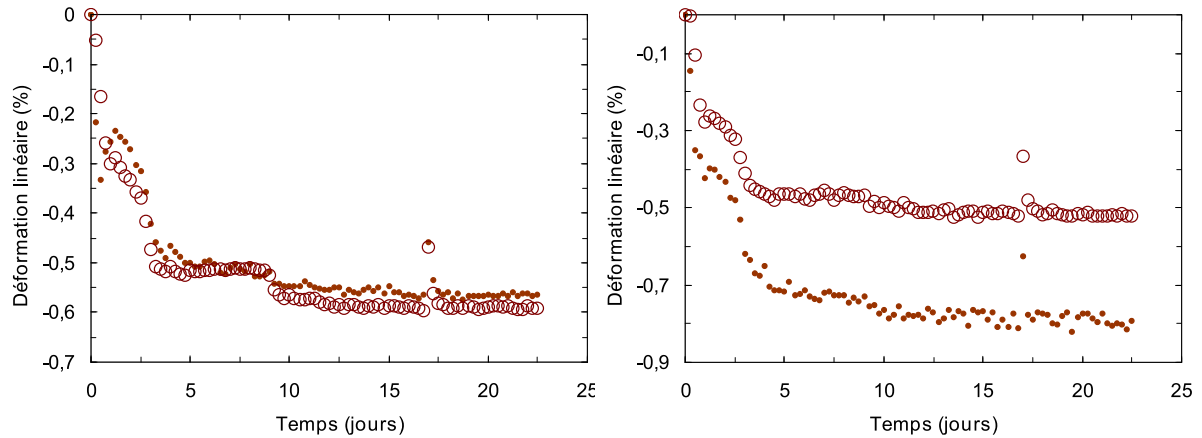


Figure IV.16 – Exemples de déformations de retrait de la pâte de ciment : E_{xx} (symboles ouverts) et E_{yy} (symboles pleins).

différentes dans les deux directions X et Y . Après 22 jours de séchage, les déformations des granulats atteignent 2,1 % environ pour E_{xx} et 1,6 % pour E_{yy} . La différence entre ces deux déformations n'est pas très élevée, mais elle peut mettre en question l'hypothèse de l'isotropie adoptée dans la modélisation (section IV.2). Ce résultat reste cependant à confirmer en raison du fait que l'étude est effectuée sur une surface de l'échantillon. L'orientation des granulats dans cette surface peut être influencée par l'effet de paroi du moule utilisé pour fabriquer l'échantillon.

Nous présentons sur la figure IV.17(b) les déformations “volumiques” de retrait de la pâte de ciment, des granulats de bois et du béton. Ces déformations ont été obtenues en multipliant par 3 la moyenne des déformations dans les deux directions de l'image. L'objectif est de lier les déformations des phases à celles du béton de granulats de bois. Cette analyse est présentée dans la section IV.3.2.3. Sur la figure IV.17(b), nous pouvons voir que les déformations de retrait du béton de granulats de bois sont proches de celles de la pâte de ciment, tandis qu'elles sont très éloignées de celles des granulats de bois. Les déformations finales sont de 5,1 % pour les granulats de bois et de 1,1 % et 1,5 % pour la pâte de ciment et le béton de granulats de bois, respectivement. La pâte de ciment contribue donc à 90 % environ aux déformations du retrait du béton de granulats de bois étudié dans cette partie. Cette grande contribution de la pâte de ciment peut expliquer la ressemblance entre son comportement de retrait (isotropie en particulier) et celui du béton de granulats de bois. La faible contribution des granulats de bois pourrait être due soit à leur plus faible raideur par rapport à celle de la pâte de ciment ou à la dégradation de l'interface granulat/liant laissant les granulats de bois se déformer librement. L'analyse de ces interfaces est l'objet de la section IV.3.3.

Il est à noter que les fluctuations que nous observons sur le début de chaque courbe

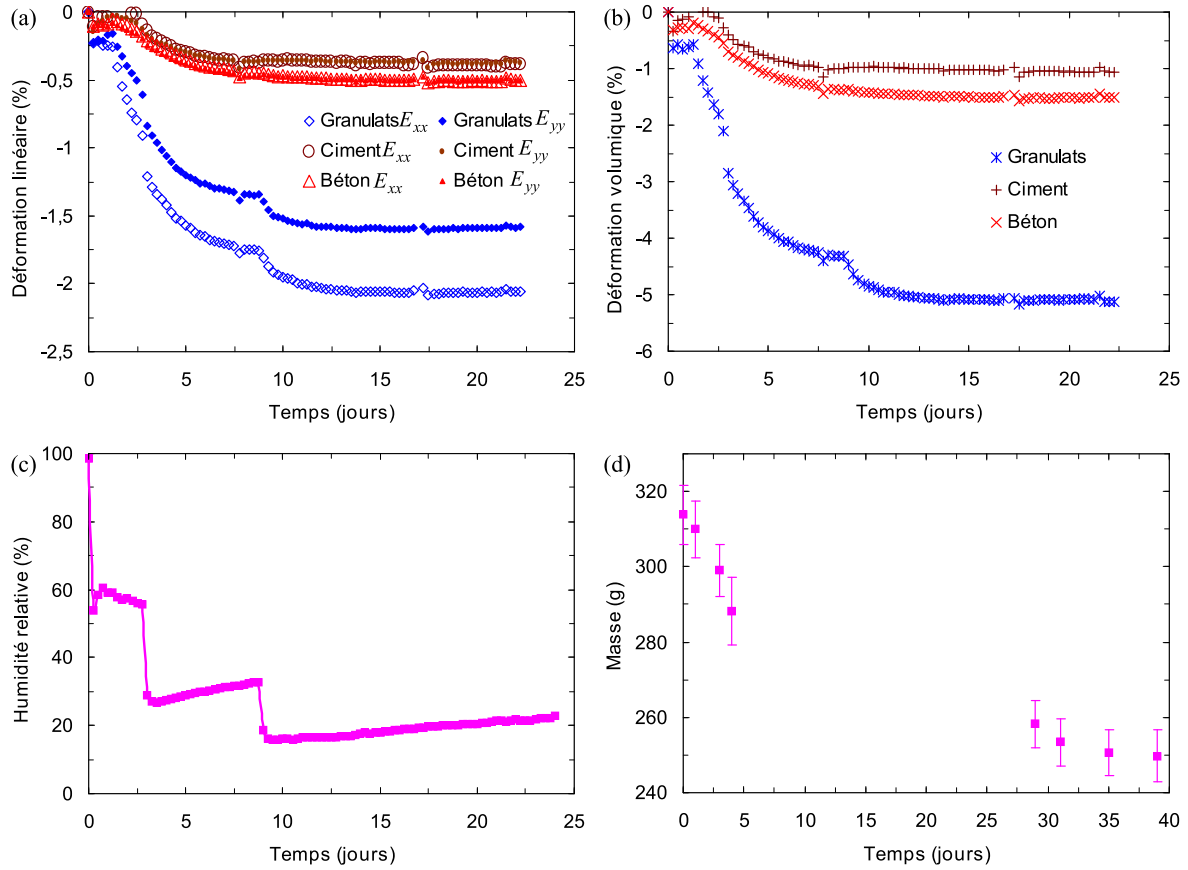


Figure IV.17 – Comparaison entre les déformations des granulats de bois, de la pâte de ciment et du béton les associant mesurées par la technique de corrélation d’images à la suite du premier séchage : déformations (a) linéaires et (b) “volumiques”; et évolution dans le temps de (c) l’humidité relative dans l’enceinte et (d) la masse moyenne des échantillons conservés dans des dessiccateurs avec des conditions identiques à celles de l’enceinte.

sont dues à la difficulté rencontrée lors du traitement des images pendant cette période. Le séchage du béton de granulats de bois induit, en effet, un changement important du contraste des images acquises. Cette modification intervient majoritairement pendant les premiers jours de séchage.

Pendant le processus d’humidification, les mêmes comportements de retrait pour la pâte de ciment et les granulats de bois à l’échelle locale ont été observés. La figure IV.18 présente les moyennes, sur l’ensemble des zones analysées, des déformations de gonflement des phases (pâte de ciment et granulats de bois) et du béton. La réponse de ces matériaux à une élévation de l’humidité relative est immédiate. Les déformations de gonflement ont, en effet, augmenté de manière significative pendant les deux premiers jours du processus d’humidification. Entre 3 et 7 jours, les déformations de gonflement ont diminué à la suite d’une baisse de l’humidité relative du milieu environnant. Après 7 jours, la

réhumidification entraîne à nouveau une augmentation des déformations de gonflement.

La figure IV.18(b) présente les déformations “volumiques” de gonflement. Ces déformations atteignent, après 30 jours d’humidification, 4,12 % pour les granulats de bois, 0,47 % pour la pâte de ciment, et 0,65 % pour le béton de granulats de bois. Ces valeurs sont inférieures aux déformations finales de retrait, en particulier pour la pâte de ciment et le béton. Cette différence pourrait provenir du fait que la perte de masse de l’échantillon pendant le séchage est supérieure à son gain de masse pendant l’humidification. La mesure des masses des échantillons conservés dans des conditions identiques à celles de l’échantillon étudié a montré que ceux-ci ont perdu en moyenne 20,5 % de leurs masses initiales à la fin du processus de séchage, tandis que le gain de masse moyen après l’humidification était de 8,2 % par rapport à la masse avant humidification. L’écart entre la perte et le gain de masse s’explique par le fait que l’échantillon était saturé d’eau au début du processus de séchage, et qu’avec les conditions d’humidification (humidité relative de 100 %) cet état de saturation n’est pas atteint. Comme pour le cas du séchage, les déformations de gonflement de bois sont beaucoup plus importantes que celles de la pâte de ciment ou du béton.

IV.3.2.2 Second cycle de séchage/humidification

Nous présentons sur la figure IV.19 les résultats obtenus après le second cycle de séchage/humidification. Comme pour le premier cycle, les déformations du béton de granulats de bois, induites par le séchage ou l’humidification, sont gouvernées majoritairement par la pâte de ciment. Les granulats de bois se caractérisent toujours par des déformations du retrait et de gonflement plus importantes par rapport à celles de la pâte de ciment et celles du béton.

Nous récapitulons dans le tableau IV.3 l’ensemble des déformations “volumiques”, pour les deux cycles, des granulats de bois, de la pâte de ciment et du béton de granulats de bois ainsi que les pertes/gains de masse mesurés sur des échantillons conservés dans des conditions identiques à celles de l’enceinte utilisée dans cette étude. Comme nous l’avons déjà signalé, les déformations induites par le premier séchage sont plus importantes par rapport à celles induites par la première humidification, mais aussi par rapport à celles du second cycle. Les gains de masse pendant les deux humidifications sont similaires et légèrement inférieures à la perte de masse pendant le second séchage. Cependant, les déformations finales des granulats de bois, de la pâte de ciment et du béton sont différentes pour les deux humidifications. La différence peut être due au fait que la pâte de ciment a probablement continué son hydratation pendant la première humidification. Cette éventuelle évolution du degré d’hydratation au cours de la première humidification peut expliquer les faibles déformations observées après la deuxième humidification. Une

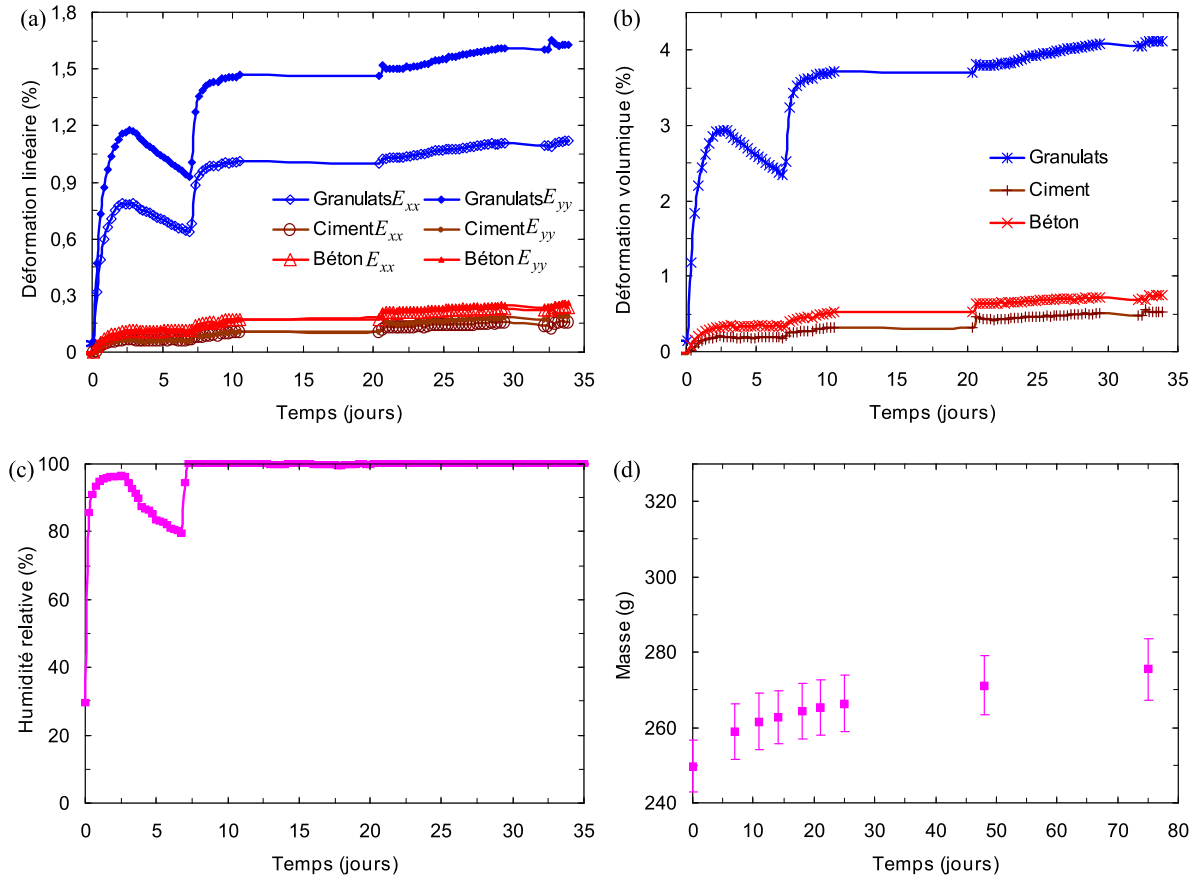


Figure IV.18 – Comparaison entre les déformations des granulats de bois, de la pâte de ciment et du béton les associant mesurées par la technique de corrélation d’images à la suite de la première humidification : déformations (a) linéaires et (b) “volumiques” ; et évolution dans le temps de (c) l’humidité relative dans l’enceinte et (d) la masse moyenne des échantillons conservés dans des dessiccateurs avec des conditions identiques à celles de l’enceinte.

autre explication de ce résultat pourrait être la différence du comportement face au séchage, entre un ciment en cours de prise et un ciment ayant déjà pris. Les déformations du retrait après le second séchage sont légèrement plus élevées que les déformations de gonflement après le premier cycle, en raison probablement de la légère différence entre le gain de masse après l’humidification et la perte de masse après le séchage.

IV.3.2.3 Discussion

Dans la section IV.2, nous avons développé un modèle visant à lier les déformations de retrait du béton de granulats de bois aux déformations libres des deux phases (pâte de ciment et granulats de bois). Les déformations du béton sont déterminées à partir de la sphère composite représentant le granulat de bois entouré par une couche de pâte de

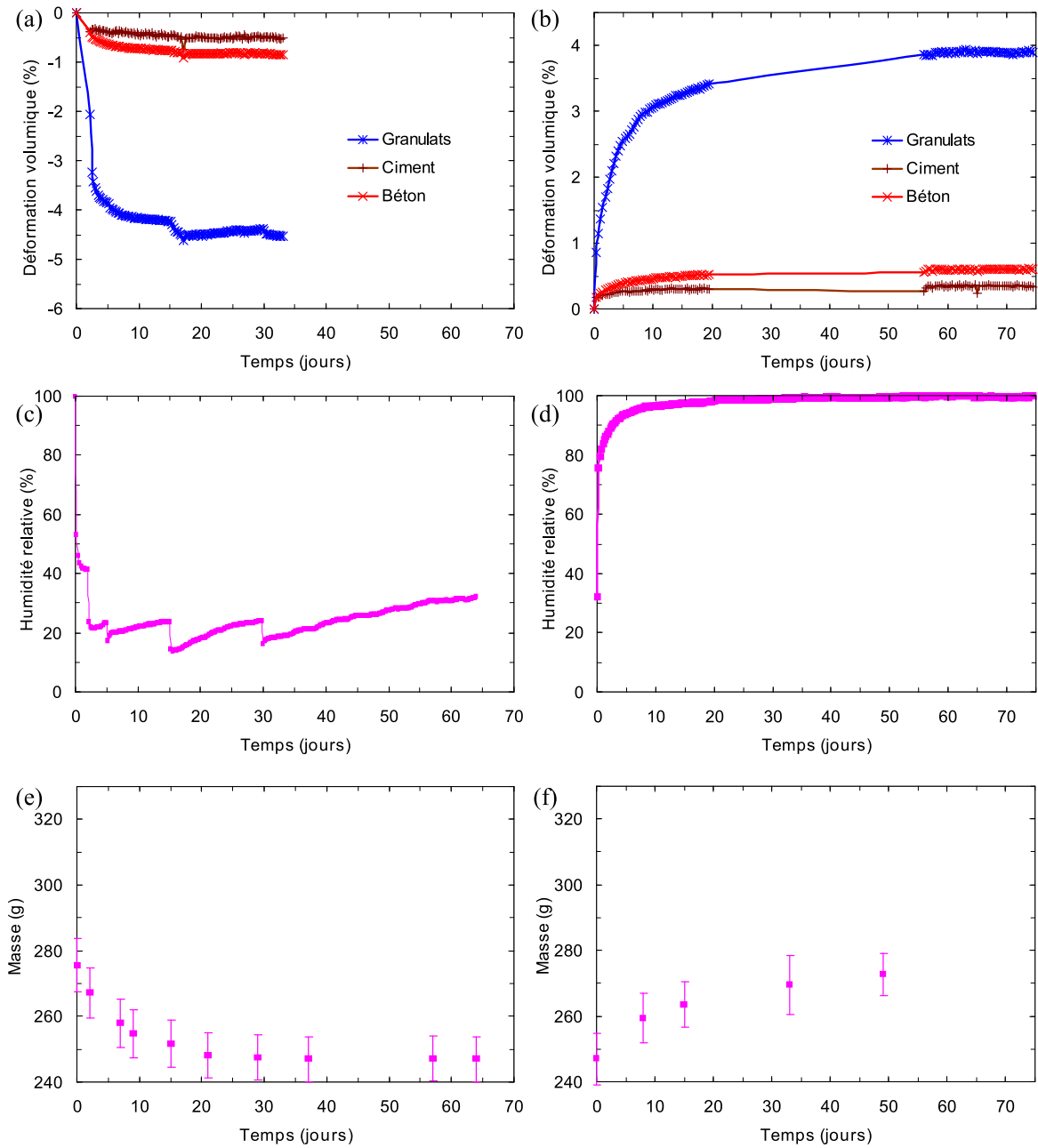


Figure IV.19 – Déformations “volumiques” des phases (granulats et liant) et du béton au cours du second cycle : (a) séchage et (b) humidification ; et évolution dans le temps de l’humidité relative dans l’enceinte pendant (c) le séchage et (d) l’humidification ; et enfin masse moyenne des échantillons conservés dans des dessiccateurs avec des conditions identiques à celles de l’enceinte pendant (e) le séchage et (f) l’humidification.

ciment (voir figure IV.5), sous l’hypothèse d’une adhérence parfaite entre ces deux matériaux. Le calcul des déformations libres des phases repose sur les courbes de désorption issues de la littérature, combinées à un mécanisme de transfert d’eau. Dans cette section, nous cherchons à exploiter les résultats des mesures des déformations par la technique

Tableau IV.3 – Déformations “volumiques” moyennes et pertes/gains de masse à la fin de chaque étape (séchage ou humidification) des deux cycles réalisés.

		Premier cycle		Second cycle	
		Séchage	Humidification	Séchage	Humidification
Perte/gain de masse ^a (g)		-64,1	+25,8	-28,6	+25,6
Déformations volumiques (%)	Granulats	5,13	4,12	4,51	3,90
	Pâte de ciment	1,07	0,53	0,54	0,35
	Béton	1,52	0,75	0,85	0,60

^aCes pertes/gains de masse sont déterminés sur des échantillons conservés dans des dessiccateurs avec des conditions identiques à celles de l’enceinte dans laquelle l’échantillon étudié est conservé.

d’imagerie pour lier les déformations du béton à celles des deux phases.

En considérant toujours que les déformations $\epsilon_b(t)$ du béton sont égales à celles de la sphère composite de la figure IV.5, nous pouvons écrire la loi micromécanique classique suivante (Coussy [135]) :

$$\epsilon_b(t) = f'_g \epsilon_g(t) + f'_c \epsilon_c(t), \quad (\text{IV.25})$$

où $\epsilon_{(i)}(t)$ et $f'_{(i)}$ sont, respectivement, la déformation et la fraction volumique de la phase (i) ($(i) = g$ pour les granulats de bois et $(i) = c$ pour la pâte de ciment) dans la sphère composite (si bien que $f'_g + f'_c = 1$). Les déformations $\epsilon_{(i)}(t)$ de chaque phase sont celles mesurées par la CIN. Les fractions volumiques f'_g et f'_c des deux phases dans la sphère composite sont déterminées à partir des données du tableau II.6 et leurs valeurs sont : $f'_g = 45,1 \%$ et $f'_c = 54,9 \%$. Les résultats de l’équation IV.25 sont représentés dans la figure IV.20 (modèle avant calibration) pour les deux séchages effectués. Cette figure montre que les déformations estimées par l’équation (IV.25) sont proches de celles mesurées par la CIN pendant les trois premiers jours du premier cycle uniquement, comme nous pouvons voir sur la figure IV.20(a). Après 3 jours, l’équation (IV.25) surestime les déformations du béton. L’origine de cette surestimation pourrait être l’hypothèse de l’adhérence parfaite entre les granulats et le liant, qui rend importante la contribution des granulats de bois aux déformations du béton. Cette hypothèse ne peut donc pas être justifiée après les trois jours du premier séchage, expliquant ainsi l’écart observé après cette période, mais aussi pendant toute la période de séchage du deuxième cycle (modèle avant calibration dans la figure IV.20(b)). Si les interfaces granulat/liant sont endommagées, les granulats se déformeront en effet librement et leur contribution aux déformations du béton diminuera. En cas d’un endommagement significatif des dites interfaces, les déformations du béton seront donc proches de celles de la pâte de ciment puisque celle-ci forme la matrice et puisque les granulats de bois se contractent plus que la pâte de ciment.

Pour quantifier la contribution de chaque phase, nous avons calibré les fractions volu-

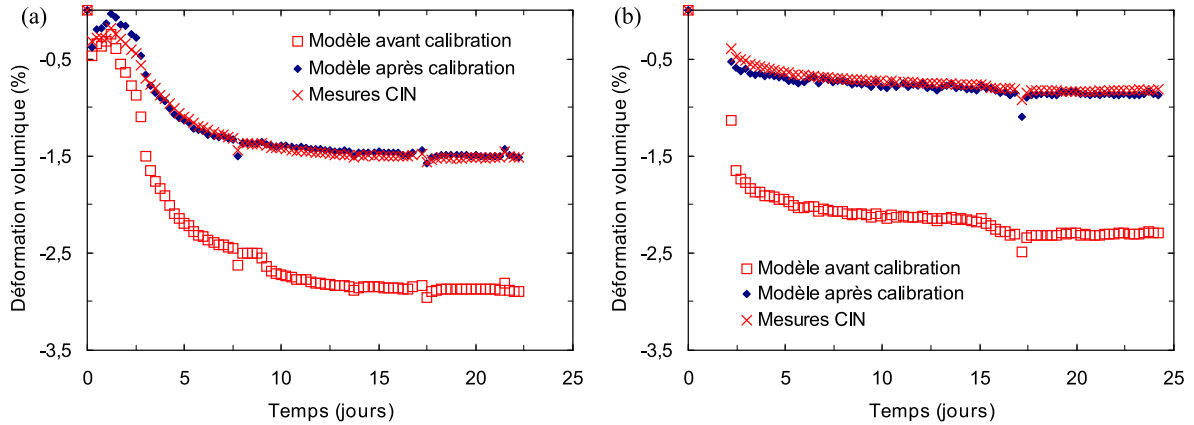


Figure IV.20 – Comparaison entre les déformations volumiques du béton de granulats de bois mesurées par la corrélation d'images numériques (CIN) 2D et celles estimées par l'équation IV.25, avant et après calibration, pendant (a) le premier cycle et (b) le second cycle de séchage.

miques de l'équation (IV.25) sur les mesures expérimentales, en utilisant toujours, pour la déformation de chaque phase, celle obtenue par CIN. Les résultats sont présentés dans la figure IV.20 (modèle après calibration). Ces courbes sont obtenues pour une contribution des granulats de bois de 11 % ($f'_g = 11\%$, et donc une contribution de la pâte de ciment $f'_c = 89\%$) pour le premier séchage et de 9 % ($f'_g = 9\%$, et donc une contribution de la pâte de ciment $f'_c = 91\%$) pour le deuxième. Ces deux fractions volumiques "effectives" diffèrent significativement des fractions volumiques réelles : le bois contribue nettement moins à la déformation macroscopique que nous n'aurions pu l'attendre avec un modèle basé sur l'hypothèse d'une adhésion parfaite aux interfaces, ce qui est certainement la conséquence d'un endommagement significatif des interfaces bois/ciment. De plus, la contribution (i.e., la fraction volumique "effective") du bois diminue entre le premier et le deuxième séchage, ce qui est probablement dû à un endommagement plus important au deuxième séchage qu'au premier. Néanmoins, on note que, même si la déformation macroscopique semble gouvernée au premier ordre par les déformations du liant, les déformations du bois jouent un rôle non négligeable. Cet effet des granulats est toutefois surestimé par le modèle développé en section IV.2 et basé sur la continuité des champs de contraintes et de déplacements au niveau de l'interface granulats/pâte de ciment.

Étant donné l'importance des conditions d'interfaces, les paragraphes suivants se concentrent sur l'étude de ces interfaces, notamment par l'analyse de cartes de déformations obtenues par CIN.

IV.3.3 Visualisation des cartes de déformations

La mesure des déformations par la technique de corrélation d'images présente l'avantage de pouvoir accéder aux déformations, à l'échelle locale, sur l'ensemble de la zone étudiée. Il est donc possible grâce à cette technique d'analyser les cartes de déformations pour mieux comprendre les mécanismes de dégradation des matériaux. Dans cette section, nous présentons les deux phénomènes que nous avons identifiés, à l'aide de cette technique, sur le béton de granulats de bois à la suite du séchage.

IV.3.3.1 Endommagement de l'interface granulats/liant

La figure IV.21 présente deux exemples de cartes de déformations obtenues avec le logiciel CMV utilisé pour la corrélation d'images. Sur ces cartes de déformations, nous pouvons observer qu'un ensemble de zones d'interface entre les granulats de bois et la pâte de ciment est endommagé. Au niveau de ces interfaces endommagées, des fissures séparant les granulats de bois de la pâte de ciment sont clairement visibles (zones généralement en rouge sur les cartes de déformations). Cependant, certaines interfaces granulats/liant ne sont pas visibles de façon claire sur les cartes de déformations, indiquant que ces interfaces ne sont probablement pas endommagées. La différence entre les interfaces en terme d'endommagement peut être expliquée par la qualité de la liaison créée entre les granulats et le liant. Cette liaison pourrait en effet dépendre de l'état de surface des granulats. Lorsque cette liaison est faible, le retrait différentiel entre les granulats et la pâte de ciment entraîne leurs libres déformations et donc l'apparition des fissures au niveau de l'interface entre ces deux matériaux.

L'endommagement de la plupart des interfaces entre les granulats et la pâte de ciment peut expliquer la ressemblance des comportements de retrait de la pâte de ciment et du béton de granulats de bois. En effet, les granulats de bois, malgré leurs déformations de retrait qui sont beaucoup plus importantes que celles de la pâte de ciment, se déforment librement en raison des vides créés par l'endommagement de l'interface. Cet endommagement peut aussi être à l'origine de la baisse des propriétés mécaniques des bétons de granulats de bois par rapport à celles d'un béton contenant des granulats qui présentent une meilleure adhérence avec la pâte de ciment. Les fissures au niveau des interfaces granulats/liant induisent une augmentation de la porosité du béton d'une part, et d'autre part elles ne favorisent pas la transmission des charges entre les constituants du béton.

IV.3.3.2 Fissurations des granulats de bois

En plus de la fissuration de l'interface granulats/liant, l'analyse des cartes de déformations montre que des fissures peuvent aussi apparaître à l'intérieur des granulats de bois. La

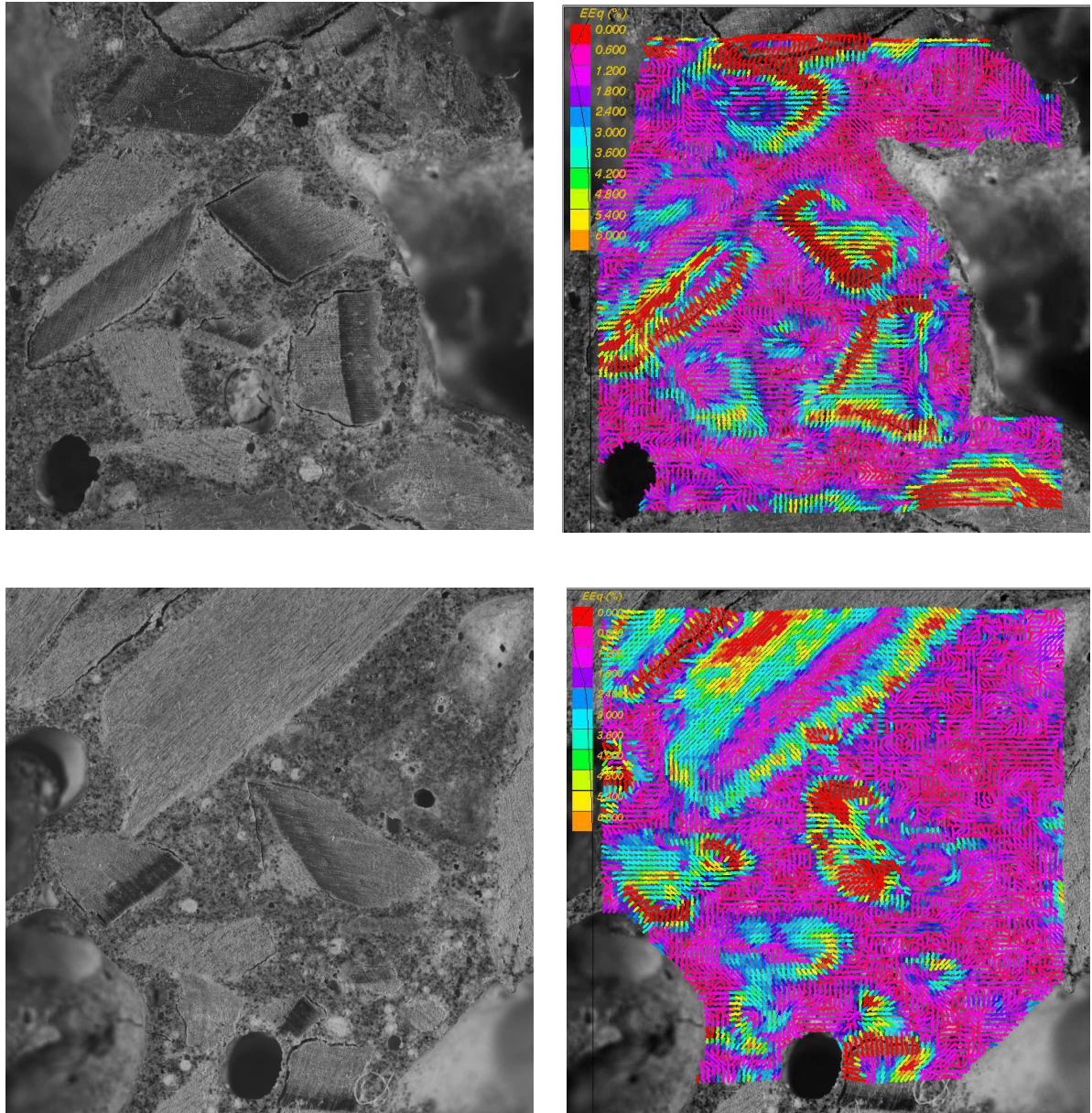


Figure IV.21 – Fissuration de l'interface granulats de bois/pâte de ciment à la fin du processus de séchage.

figure IV.22 présente un exemple de ces fissures au niveau des granulats. Sur cette figure, nous pouvons clairement distinguer des fissures (entourées en rouge dans l'image sans carte de déformations) dans deux granulats de bois. L'examen de ces deux granulats permet de voir que les interfaces autour de ceux-ci ne sont pas endommagées. Deux scénarios sont donc possibles : soit les fissures sont apparues pendant le séchage, soit les granulats sont préalablement fissurés (avant d'être incorporés dans le béton). Dans le premier scénario, l'apparition des fissures à la suite du séchage est très probablement due à la bonne adhérence entre le granulat et la pâte de ciment. Cette bonne adhérence empêche

les granulats de se déformer librement. Des contraintes de traction apparaissent donc au niveau des granulats, entraînant leur fissuration. Dans le cas d'une fissuration préalable des granulats, l'effet des contraintes de traction est limité par les fissures présentes dans les granulats. Cette limitation de contraintes permet d'éviter l'endommagement de l'interface granulats/liant induit par le retrait différentiel de ces deux matériaux.

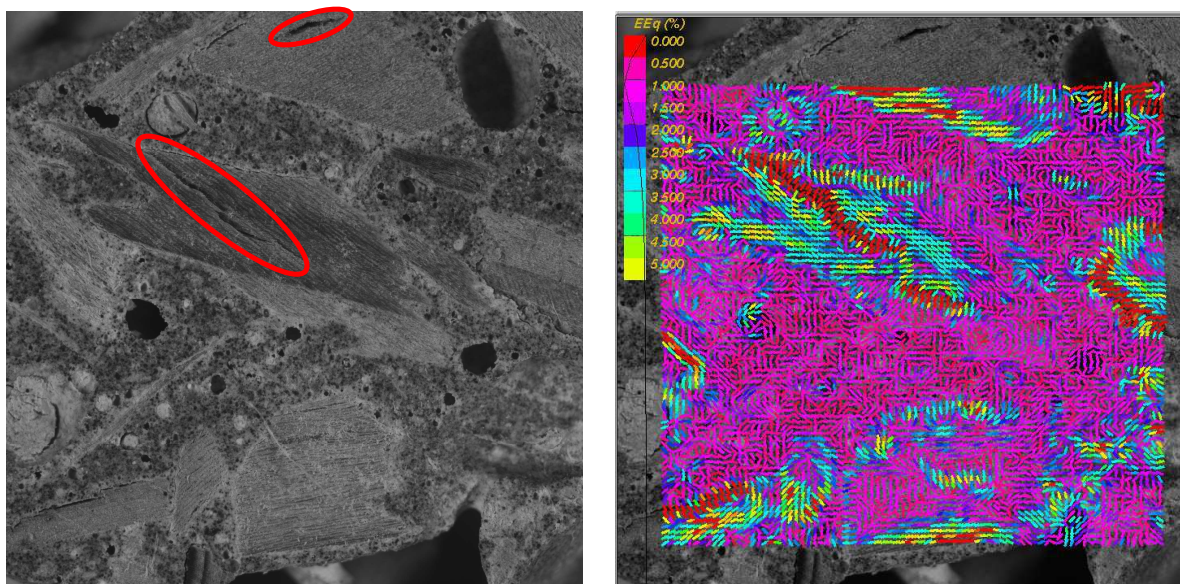


Figure IV.22 – Fissuration des granulats de bois à la fin du processus de séchage.

IV.4 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons étudié le comportement hydromécanique du béton de granulats de bois. Cette étude a été réalisée d'une part par une approche expérimentale en effectuant des essais à l'échelle globale (échelle du béton) et à l'échelle locale (échelle des constituants), et d'autre part par une modélisation théorique.

Les déformations de retrait de séchage des bétons de granulats de bois sont isotropes. L'amplitude des déformations induites par le retrait de séchage dépend des conditions de conservation au jeune âge. La teneur en ciment n'a pas eu d'effet sur ces déformations dans la présente étude. Deux explications pour cette indépendance des déformations de retrait vis-à-vis de la teneur en ciment sont possibles : 1) la même quantité de bois utilisée dans toutes les formulations étudiées et les pertes relatives de masse proches pour celles-ci ; 2) le fait que les déformations du bétons sont principalement dues à la déformation de la pâte de ciment.

Le modèle développé dans ce chapitre repose sur une combinaison des déformations induites par la désorption d'eau par les phases constituantes et le transfert d'humidité

entre celles-ci. Ce modèle donne des résultats satisfaisants, sauf au jeune âge, pour les paramètres considérés dans ce travail. La non prise en compte du retrait endogène de la pâte de ciment, l'hypothèse de l'indépendance de certaines propriétés (modules élastiques et degrés d'hydratation) au temps et à la teneur en eau, ainsi que l'éventuelle modification du phénomène d'hydratation par le séchage et/ou la présence de bois peuvent expliquer cette divergence entre le modèle et l'expérience au jeune âge. Le modèle ne permet pas non plus de retrouver l'indépendance des déformations de retrait vis-à-vis de la teneur en ciment observée expérimentalement, en raison probablement du fait que celui-ci sous-estime la contribution de la pâte de ciment dans les déformations du béton. Une étude paramétrique a permis d'identifier les paramètres influant les déformations de retrait et dont l'optimisation (choix des granulats diminuant l'amplitude des déformations par exemple) permettrait de minimiser l'effet du phénomène de retrait.

L'étude locale du comportement hydrique du béton de granulats de bois sous les cycles d'humidification/séchage a montré que les déformations de retrait ou de gonflement de ce béton sont proches de celles de la pâte de ciment et très différentes de celles des granulats de bois. La comparaison entre les déformations mesurées par la CIN sur le béton de granulats de bois et celles estimées sous l'hypothèse d'une adhérence parfaite entre les granulats et la pâte de ciment révèle que cette hypothèse, utilisée dans le modèle à l'échelle macroscopique, entraîne une surestimation de la contribution des granulats de bois dans le retrait du béton. L'endommagement des interfaces granulats/pâte de ciment ainsi que la fissuration de certains granulats, observés par la technique d'imagerie, mettent en question la validité de cette hypothèse. Ces fissurations, en particulier au niveau des interfaces, devront être prises en compte dans la modélisation des phénomènes de retrait ou de gonflement des bétons de granulats de bois. L'estimation de la proportion des interfaces fissurées constituerait une issue pour améliorer le modèle.

Chapitre V

Comportement thermique des bétons de granulats de bois

Sommaire

V.1 Étude expérimentale des propriétés thermiques du béton de granulats de bois	155
V.1.1 Matériaux et méthodes	155
V.1.2 Conductivité thermique en conditions endogènes	156
V.1.3 Conductivité thermique en conditions de dessiccation	158
V.1.4 Effet de l'humidité relative sur la conductivité thermique	160
V.1.5 Capacité thermique	161
V.2 Modélisation de la conductivité thermique par la méthode d'homogénéisation autocohérente	162
V.2.1 État de l'art	162
V.2.1.1 À l'état sec	163
V.2.1.2 À l'état humide	164
V.2.1.3 Bilan	166
V.2.2 Motif élémentaire utilisé et comportement des phases	166
V.2.3 Dérivation du modèle	167
V.2.4 Application au béton de granulats de bois en conditions endogènes	169
V.2.5 Application au béton de granulats de bois en conditions de des- siccation	170
V.2.5.1 Variation des conductivités thermiques des phases au cours du séchage	171

V.2.5.2	Scénarios de séchage du béton de granulats de bois . .	174
V.2.5.3	Conductivité thermique du béton de granulats de bois au cours du séchage	176
V.2.6	Bilan	181
V.3	Conclusion	182

Le recours aux bétons végétaux se justifie en particulier par leurs performances thermiques (cf. chapitre I). L'optimisation des propriétés hydromécaniques de ces matériaux ne doit donc pas se faire aux dépens de leurs propriétés isolantes. Ces propriétés d'isolation sont souvent caractérisées à travers la conductivité thermique. Le présent chapitre s'inscrit dans ce contexte. Nous y présentons dans un premier temps une étude expérimentale des propriétés thermiques du béton de granulats de bois. Dans un deuxième temps, nous proposons une modélisation théorique de la conductivité thermique en se basant sur l'analogie avec l'homogénéisation autocohérente utilisée dans le chapitre III. Enfin, une conclusion sur l'ensemble du chapitre est présentée.

V.1 Étude expérimentale des propriétés thermiques du béton de granulats de bois

Cette section est dédiée à l'étude expérimentale des propriétés thermiques du béton de granulats de bois. Après la description des matériaux étudiés et des méthodes utilisées dans le cadre de cette étude, nous détaillons les résultats des mesures de la conductivité thermique du béton conservé dans différents environnements (conditions endogènes puis de dessiccation). Ensuite, nous présentons les mesures de la conductivité et de la capacité thermique effectuées sur des échantillons conservés dans des dessiccateurs à humidités relatives imposées.

V.1.1 Matériaux et méthodes

Les mesures des propriétés thermiques ont été effectuées sur les éprouvettes décrites dans la section II.2.2.2. La mesure de la conductivité thermique en conditions endogènes ou en conditions de dessiccation a été réalisée pour les quatre formulations étudiées (cf. tableau II.3). Pour chaque formulation, trois éprouvettes ont été testées. La technique de mesure utilisée est présentée dans la section II.3.1. Pour la caractérisation de la dépendance de la conductivité thermique et de la capacité thermique à l'humidité relative, elle a été effectuée uniquement sur les échantillons de la formulation F2 ($C/B = 1,75$). Notons que nous n'avons pas étudié l'anisotropie de la conductivité thermique dans ce travail. Nous allons voir dans la section V.2.1 que la conductivité thermique des milieux non compactés, contenant des particules aléatoirement orientées, est *a priori* isotrope.

Après la fabrication des éprouvettes destinées à la mesure de la conductivité thermique, nous les avons conservées en conditions endogènes pendant 1 mois. Sur ces éprouvettes, nous avons mesuré la conductivité thermique à différentes échéances. L'échantillon testé est protégé par un film plastique pour éviter un éventuel échange d'humidité avec le milieu

environnant pendant la mesure. Après cette cure en conditions endogènes, les éprouvettes ont été conservées dans les conditions de la salle ($h_r \simeq 60$ % environ, $T = 20$ °C). Pendant cette période, les masses et les conductivités thermiques ont été mesurées. Avant chaque mesure, nous avons protégé l'éprouvette à tester par un film plastique, pendant 2 à 3 jours, pour homogénéiser sa teneur en eau le cas échéant. Les masses se sont stabilisées après une durée totale de séchage de 1 mois environ.

La stabilisation des masses des éprouvettes dans les conditions de la salle étant atteinte, nous avons placé les échantillons de la formulation F2 ($C/B = 1,75$) dans des dessiccateurs à humidité relative imposée (Sheng [136]). L'équilibre de l'échantillon avec l'humidité relative à l'intérieur du dessiccateur nécessite un temps long, limitant par conséquent les humidités relatives testées à trois qui sont : 25, 45 et 80 %. Ces humidités relatives sont obtenues en utilisant des solutions salines. La température dans les dessiccateurs est de $T = 20$ °C environ.

V.1.2 Conductivité thermique en conditions endogènes

Dans l'objectif de découpler l'effet des phénomènes de séchage et d'hydratation du ciment, la conductivité thermique du béton de granulats de bois a été mesurée dans des environnements différents. Pendant la période de cure en conditions endogènes, nous avons mesuré la conductivité thermique sur les éprouvettes fabriquées à l'âge de 7, 14 et 28 jours. La microstructure du matériau évolue donc par l'hydratation du ciment pendant cette période. Sur la figure V.1(a), nous avons représenté l'évolution de la masse, pour les quatre formulations étudiées, pendant la cure endogène. Les masses des éprouvettes testées n'ont pas varié pendant cette période, indiquant que la mesure s'effectue bien sans séchage du béton et donc sans évaporation de l'eau pouvant résulter de ce processus.

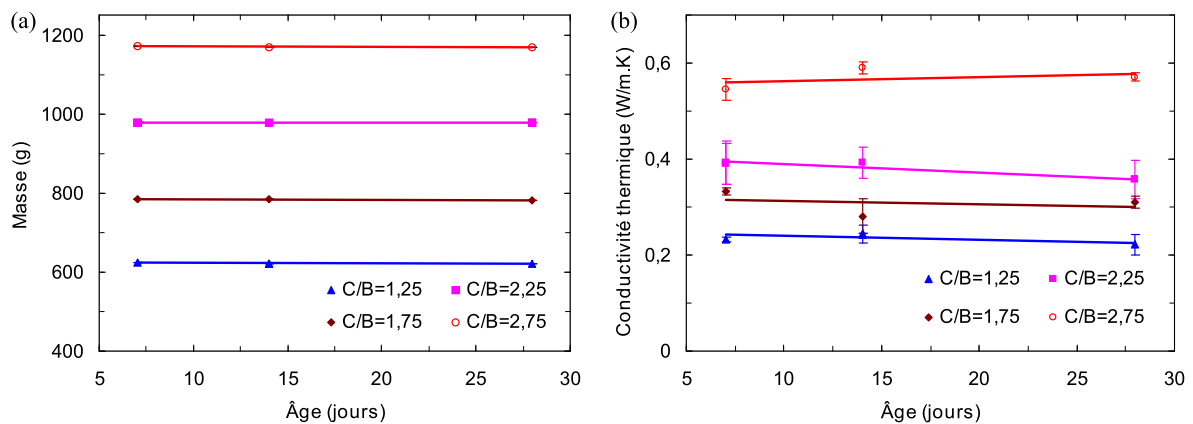


Figure V.1 – Évolution (a) de la masse et (b) de la conductivité thermique en fonction du temps pour les formulations étudiées conservées en conditions endogènes.

La figure V.1(b) présente les conductivités thermiques mesurées en conditions endogènes. Cette figure montre que les conductivités thermiques des quatre formulations, conservées en conditions endogènes, n'ont évolué que légèrement entre le 7^e et le 28^e jour. La stabilité de la conductivité thermique du béton dans cette période peut se justifier par la non évaporation de l'eau contenue dans le béton (stabilité des masses sur la figure V.1(a)). Cependant, l'hydratation de la pâte de ciment pendant cette période consomme de l'eau, induisant ainsi la modification de sa microstructure mais aussi de la teneur en eau libre du béton. Or, la teneur en eau libre du béton influence sa conductivité. La stabilité de la conductivité thermique du béton en conditions endogènes peut donc signifier que la diminution supposée de cette propriété à la suite de la consommation de l'eau par le processus d'hydratation est compensée par une éventuelle augmentation de la conductivité thermique de la matrice solide de la pâte de ciment au cours de son hydratation.

La valeur moyenne de la conductivité thermique, en conditions endogènes, du béton de granulats de bois étudié dans ce travail, varie entre $0,24 \text{ W.m}^{-1}.\text{K}^{-1}$ pour la formulation F1 ($C/B = 1,25$) et $0,57 \text{ W.m}^{-1}.\text{K}^{-1}$ pour la formulation F4 ($C/B = 2,75$). Ces valeurs sont inférieures à la conductivité thermique du béton ordinaire et même de certains bétons spéciaux (qui varie entre $0,72$ et $2,5 \text{ W.m}^{-1}$ (Kim et al. [137], Uysal et al. [138])). Ces résultats confirment donc le pouvoir isolant des bétons de granulats de bois. Les conductivités thermiques de la formulation F4 ($C/B = 2,75$) sont nettement supérieures à celles des autres formulations, comme nous pouvons le voir sur la figure V.1(b). Cette constatation nous conduit à conjecturer qu'il y aurait une anomalie pour cette formulation. Cette anomalie pourrait être due à l'effet de la présence de laitance du liant qui donne un aspect lisse à la surface des échantillons de la formulation F4 (cf. figure II.1). Cette laitance peut, en effet, induire une augmentation des propriétés thermiques des surfaces sur lesquelles la conductivité thermique est mesurée, expliquant ainsi les valeurs légèrement élevées de la conductivité thermique de cette formulation. Une autre explication de l'écart important entre les conductivités thermiques de la formulation F3 ($C/B = 2,25$) et celles de la formulation F4 ($C/B = 2,75$) pourrait être la fuite d'eau qui s'est produite après la fabrication des échantillons de la formulation F4 (cf. section II.2.3.1). Cette fuite a, en fait, entraîné une diminution des volumes de ces échantillons et donc une augmentation de leurs densités. Cette augmentation de densités peut justifier les conductivités élevées pour cette formulation.

V.1.3 Conductivité thermique en conditions de dessiccation

Les éprouvettes ont subi une cure endogène pendant 1 mois environ avant d'être conservées dans les conditions de la salle. Après cette période, la microstructure du béton, et notamment l'hydratation du liant, n'évolue plus *a priori* au cours du séchage, et seule sa teneur en eau varie. La figure V.2 présente les résultats des mesures de la conductivité thermique et de la masse, en conditions de dessiccation, pour les quatre formulations étudiées. Pour chaque formulation, la conductivité thermique évolue dans le même sens que la masse de l'échantillon. Cette évolution de la conductivité thermique avec la masse est linéaire pour toutes les formulations étudiées. Le séchage du béton de granulats de bois conduit donc à la diminution de sa conductivité thermique. Pour la formulation F1 ($C/B = 1,25$), une perte de masse relative de 20,8 % a induit une baisse de 41,6 % sur la conductivité thermique ; tandis que pour la formulation F4 ($C/B = 2,75$), sa conductivité thermique a diminué de 34,6 % à la suite d'une perte de masse relative de 15,5 %. La dispersion des résultats autour de la valeur moyenne pour chaque formulation peut être due à l'état de saturation, qui n'est peut-être pas identique pour les trois éprouvettes testées, ou au positionnement de la sonde entre les deux demi-éprouvettes qui peut être différent d'une mesure à l'autre.

Nous présentons dans la figure V.3 les moyennes des conductivités thermiques des trois éprouvettes testées pour chaque formulation en fonction des moyennes de leurs masses. La pente de la droite modélisant l'évolution linéaire de la conductivité thermique de chaque formulation avec la masse de l'échantillon croît légèrement avec le rapport C/B , comme indiqué dans le tableau V.1. Ces pentes restent néanmoins relativement proches les unes des autres. La conductivité thermique du béton de granulats de bois évolue donc quasiment de la même manière avec sa masse indépendamment de la fraction volumique du liant.

Tableau V.1 – Pentes des courbes linéaires modélisant l'évolution de la conductivité thermique (λ) en fonction de la masse (m) pour les formulations étudiées (figure V.3).

Rapport Ciment/Bois (C/B)	1,25	1,75	2,25	2,75
$\frac{\partial \lambda}{\partial m}$ (W.m ⁻¹ .K ⁻¹ .kg ⁻¹)	0,75	0,84	0,92	1,06

Cependant, la figure V.3 montre que cette évolution est discontinue lorsque l'on passe d'une formulation à l'autre (c'est à dire au niveau de la transition entre la masse finale d'une formulation et la masse initiale de la formulation avec un rapport C/B inférieur), tout en restant linéaire, à l'exception du passage entre les formulations F3 ($C/B = 2,25$) et F4 ($C/B = 2,75$). La quantité de granulats de bois étant identique pour les formulations,

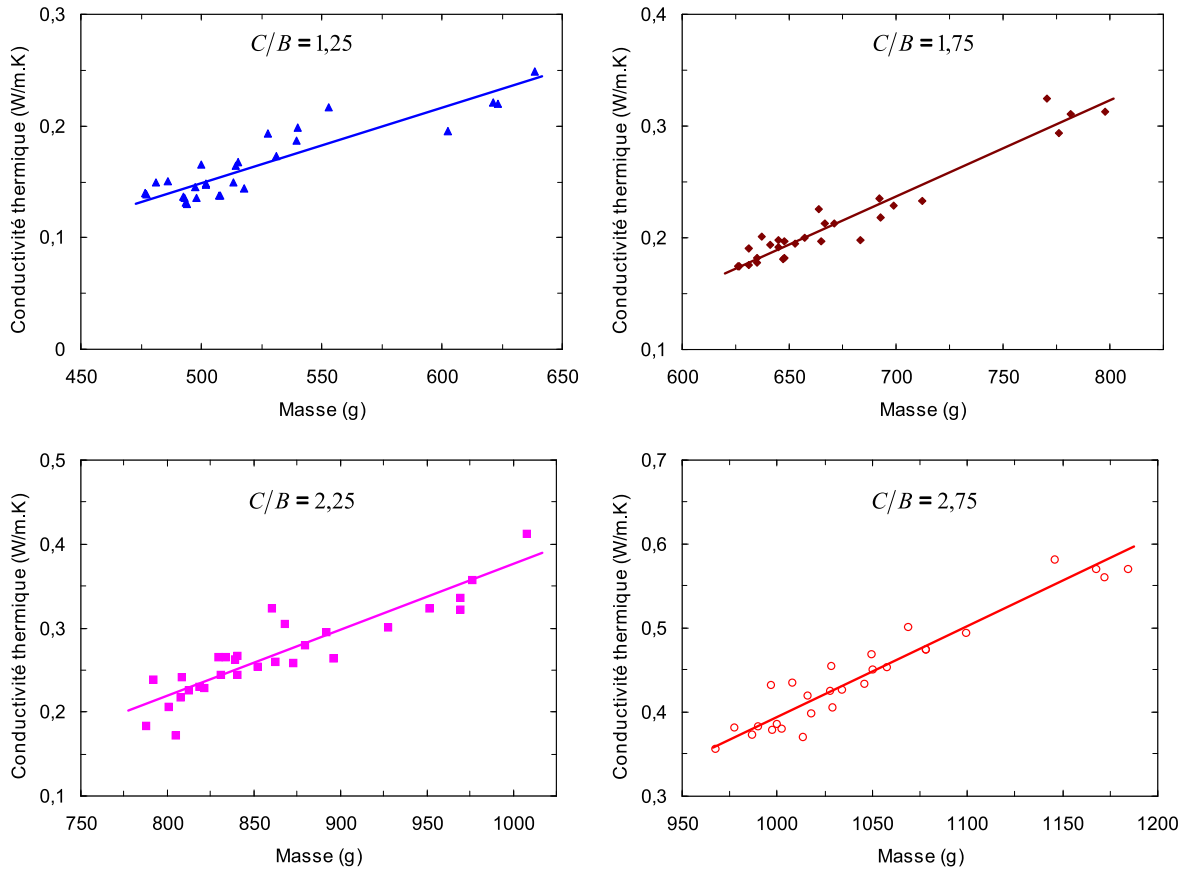


Figure V.2 – Évolution de la conductivité thermique en fonction de la masse de l'échantillon pour tous les échantillons des quatre formulations étudiées en conditions de dessiccation.

la différence entre chaque paire de formulations successives est la quantité de pâte de ciment et l'état de saturation du béton. Ayant des masses identiques, une éprouvette de la formulation F1 ($C/B = 1,25$), par exemple, présente une teneur en eau supérieure mais une fraction volumique de pâte de ciment inférieure respectivement à la teneur en eau et à la fraction volumique d'une éprouvette de la formulation F2 ($C/B = 1,75$). Pour une masse de 625 g environ, la quantité élevée d'eau dans les échantillons avec $C/B = 1,25$ (conditions endogènes) conduit à une conductivité thermique élevée par rapport à celle des échantillons avec $C/B = 2,25$ (échantillons séchés), expliquant ainsi la discontinuité de la courbe représentant la conductivité thermique. Cette discontinuité n'est, toutefois, pas présente au niveau de la transition entre les formulations F3 ($C/B = 2,25$) et F4 ($C/B = 2,75$). La continuité au niveau de la transition entre ces deux formulations pourrait provenir du fait que les conductivités thermiques sont légèrement élevées pour la formulation F4 ($C/B = 2,75$) à cause de la présence de laitance sur les surfaces testées et/ou de la densité non maîtrisée pour cette formulation, comme nous l'avons signalé à la

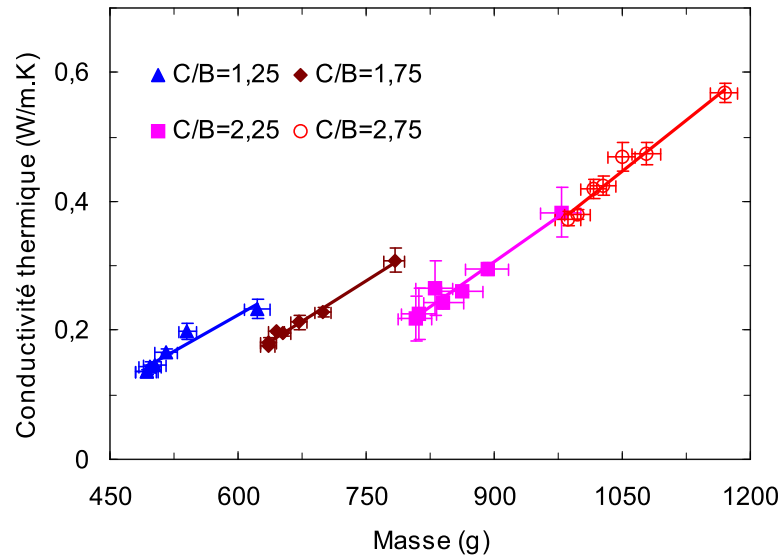


Figure V.3 – Évolution de la conductivité thermique moyenne (sur trois échantillons) du béton de granulats de bois en fonction de sa masse moyenne en conditions de dessiccation.

section V.1.2.

La conductivité thermique moyenne à l'état "sec" (c'est à dire à l'équilibre avec l'humidité relative de la salle qui est de 60 % environ) varie entre $0,14 \text{ W.m}^{-1}.\text{K}^{-1}$ pour la formulation F1 ($C/B = 1,25$) et $0,37 \text{ W.m}^{-1}.\text{K}^{-1}$ pour la formulation F4 ($C/B = 2,75$). Comme nous allons le voir dans la section suivante, la réhumidification et le séchage du béton induit une variation de ces valeurs de conductivité thermique.

V.1.4 Effet de l'humidité relative sur la conductivité thermique

Nous visons dans cette section à étudier l'influence d'une variation de l'humidité relative du milieu environnant sur la conductivité thermique du béton de granulats de bois. La figure V.4(a) présente les résultats obtenus pour les humidités relatives testées pour l'échantillon avec $C/B = 1,75$. La conductivité thermique du béton de granulats de bois évolue dans le même sens que l'humidité relative du milieu environnant. Ce résultat a déjà été signalé dans la littérature pour les bétons de chanvre (Cérézo [4], Evrard [85]). De plus, l'évolution de la conductivité thermique avec l'humidité relative est linéaire sur l'intervalle des humidités relatives testées. La conductivité thermique passe de $0,16$ à $0,20 \text{ W.m}^{-1}.\text{K}^{-1}$ lorsque l'humidité relative varie de 25 à 80 %, correspondant ainsi à une augmentation de 25 %. L'effet d'une variation de l'humidité relative dans les conditions d'usage des bétons de granulats de bois n'est donc pas négligeable.

Dans la figure V.4(b), nous représentons l'évolution de la conductivité thermique en fonction de la teneur en eau du béton de granulats de bois. La teneur en eau initiale

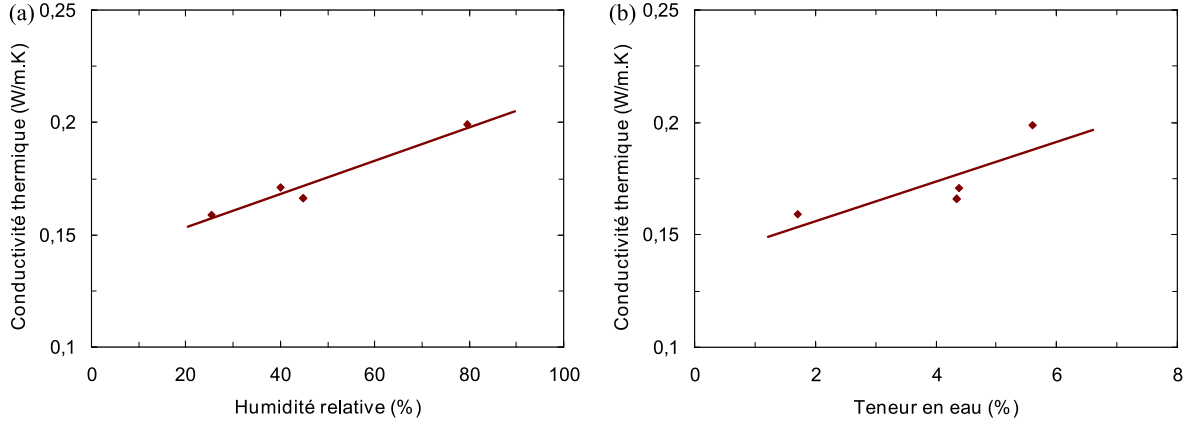


Figure V.4 – Évolution de la conductivité thermique en fonction de (a) l'humidité relative et (b) la teneur en eau ($C/B = 1,75$).

(avant de mettre les échantillons dans les dessiccateurs) a été déterminée en séchant un échantillon dans une étuve à 103 °C. La teneur en eau finale de l'échantillon (à l'équilibre avec les conditions des dessiccateurs) est prise égale à sa teneur en eau initiale plus (respectivement moins) le gain (respectivement la perte) de masse rapporté à la masse de cet échantillon à l'état sec (après étuvage). La conductivité thermique évolue quasi-linéairement avec la teneur en eau. Le fait que cette évolution ne soit pas parfaitement linéaire peut être due aux imprécisions au niveau de la mesure des teneurs en eau.

V.1.5 Capacité thermique

La capacité thermique massique c est déterminée à partir de la mesure de la conductivité thermique λ et de l'effusivité thermique E^f . L'effusivité thermique est mesurée à l'aide de l'appareil FP2C décrit dans la section II.3.1 en utilisant la technique de l'anneau chaud. Les mesures ont été effectuées sur les mêmes échantillons utilisés dans la section V.1.4. La capacité thermique est calculée par l'équation suivante :

$$c = \frac{E^{f^2}}{\rho\lambda}, \quad (\text{V.1})$$

où ρ est la masse volumique du béton.

La figure V.5(a) présente l'évolution de la capacité thermique en fonction de l'humidité relative. Cette évolution est linéaire, comme pour la conductivité thermique, sur l'intervalle des humidités relatives testées. La capacité thermique passe de 1059,5 J.kg⁻¹.K⁻¹ à 25 % d'humidité relative à 1323 J.kg⁻¹.K⁻¹ à l'humidité relative de 80 %, correspondant à une augmentation de 25 % environ. Ce taux d'augmentation de la capacité thermique entre 25 et 80 % est identique à celui de l'augmentation de la conductivité thermique.

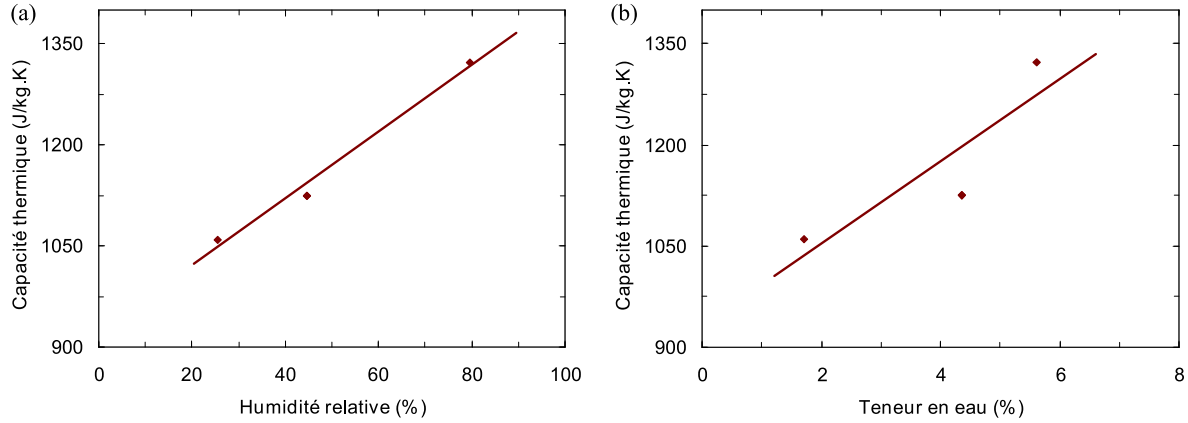


Figure V.5 – Évolution de la capacité thermique en fonction de (a) l'humidité relative et (b) la teneur en eau ($C/B = 1,75$).

Les valeurs obtenues de la capacité thermique du béton de granulats de bois sont dans l'ensemble cohérentes avec les mesures de Bouguerra [47] sur le composite ciment-argile-bois, et qui varient entre 1100 et $1500 \text{ J.kg}^{-1}.\text{K}^{-1}$ environ en fonction de la teneur en granulats de bois. Dans la figure V.5(b), nous présentons l'évolution de la capacité thermique en fonction de la teneur en eau du béton. Comme pour la conductivité thermique, cette évolution n'est pas parfaitement linéaire, en raison probablement des imprécisions des mesures de la teneur en eau.

V.2 Modélisation de la conductivité thermique par la méthode d'homogénéisation autocohérente

Par analogie au modèle que nous avons développé pour les modules de Young (section III.2), nous visons dans cette section à proposer un modèle prédictif de la conductivité thermique du béton de granulats de bois. Nous commençons par décrire les modèles utilisés dans la littérature, puis nous présentons la microstructure retenue dans le présent travail, ensuite nous détaillons la dérivation du modèle que nous avons développé, et enfin nous l'appliquons au béton de granulats de bois d'abord en conditions endogènes et puis en conditions de séchage.

V.2.1 État de l'art

La modélisation de la conductivité thermique des bétons végétaux a fait l'objet de plusieurs travaux de recherche ces dernières années. Nous proposons dans ces paragraphes un aperçu sur quelques modèles développés. Nous distinguons ces modèles par l'état de

saturation en eau du matériau modélisé (sec ou humide).

V.2.1.1 À l'état sec

Comme pour les propriétés mécaniques (cf. section III.2.1.1), et en s'inspirant des travaux de Boutin [139] et de Hashin [140], Cérézo [4] a utilisé l'homogénéisation autocohérente pour estimer la conductivité thermique du béton de chanvre sec. Les motifs élémentaires utilisés sont ceux présentés dans la figure III.13. Une analyse inverse, en appliquant le modèle avec inclusion bicomposite (figure III.13(b)) au chanvre en vrac, a permis à l'auteur d'accéder à la conductivité thermique des particules de chanvre. La valeur obtenue, en prenant une conductivité thermique de $0,026 \text{ W.m}^{-1}.\text{K}^{-1}$ pour l'air, est de $0,102 \text{ W.m}^{-1}.\text{K}^{-1}$. Cette valeur est ensuite utilisée dans le modèle avec inclusions tricomposites (figure III.13(a)) pour estimer la conductivité thermique du béton de chanvre sec. La conductivité thermique du liant a été, quant à elle, mesurée expérimentalement ($0,24 \text{ W.m}^{-1}.\text{K}^{-1}$). Les résultats fournis par le modèle ainsi développé sont cohérents avec les mesures expérimentales sur le béton de chanvre sec. La même démarche a été utilisée par Bederina et al. [76] pour estimer la conductivité thermique d'un mortier allégé par des copeaux de bois. L'analyse inverse est toutefois effectuée sur du bois massif dans le travail de Bederina et al. [76]. Collet et Pretot [141] se sont limitées au modèle avec inclusions bicomposites représentant la porosité entourée par une phase solide (liant+particules de chanvre). La conductivité thermique de cette phase solide a été calibrée sur les mesures expérimentales. Trois valeurs pour cette conductivité ont donc été obtenues en fonction de la formulation et/ou du processus de fabrication.

Pham et al. [6] ont utilisé les méthodes de Mori-Tanaka, autocohérente et celle de Halpin-Tsai [142] pour estimer la conductivité thermique du béton de chanvre. Les particules de chanvre ont été modélisées par des ellipsoïdes ayant un rapport de forme de 5. Les valeurs de la conductivité thermique utilisées sont de $0,1 \text{ W.m}^{-1}.\text{K}^{-1}$ pour les particules de chanvre et de $0,39 \text{ W.m}^{-1}.\text{K}^{-1}$ pour le liant. Ces méthodes analytiques fournissent une conductivité thermique pour le béton de chanvre au-dessus de celle mesurée expérimentalement. En plus de ces méthodes analytiques, Pham et al. [6] ont effectué des simulations numériques bidimensionnelles à l'aide du logiciel Abaqus. Un maillage avec des particules orientées selon une direction donnée et un autre avec une orientation aléatoire de celles-ci ont été adoptés. Les résultats de ces simulations montrent que le cas des orientations alignées est davantage en accord avec les mesures expérimentales.

Mom [121] a aussi utilisé son modèle, que nous avons présenté dans la section III.2.1.2, pour estimer le comportement thermique des milieux morphologiquement riches. L'auteur a appliqué son modèle pour estimer la conductivité thermique du béton de chanvre non compacté en s'appuyant sur les travaux expérimentaux de Cérézo [4]. La valeur de la

conductivité thermique des particules de chanvre, calculée par analyse inverse, est de $0,11 \text{ W.m}^{-1}.\text{K}^{-1}$ qui est proche de celle de Cérézo. Les résultats du modèle ont ensuite été confrontés aux mesures expérimentales ainsi qu'au modèle de Cérézo [4]. À l'issue de cette comparaison, Mom conclut que la géométrie des phases ainsi que leurs comportements (isotropes ou anisotropes) ne présentent pas d'effet sur le comportement thermique effectif des bétons non compactés avec des particules aléatoirement orientées. Dans ce cas, les modèles analytiques sont donc avantageux en raison de leur facilité de mise en œuvre.

Cependant, pour un béton compacté, les travaux de Mom [121] ont montré que la prise en compte de l'anisotropie des particules en utilisant des inclusions plaquettaires est nécessaire pour pouvoir retrouver le caractère anisotrope du comportement effectif. Mom a donc proposé une évolution de la microstructure des constituants avec le compactage (voir section III.2.1.2). Ensuite, en se basant sur cette proposition, les caractéristiques des constituants ont été liées au niveau de compactage à l'aide des analyses inverses. L'application du modèle avec ces considérations sur les mesures expérimentales de Nguyen [58] montre que ce modèle fournit une bonne approximation des conductivités thermiques du béton de chanvre compacté dans ses deux directions d'anisotropie (direction longitudinale et transversale).

V.2.1.2 À l'état humide

Pour prendre en compte la présence de l'eau dans le béton de chanvre, lorsque celui-ci est humide, Collet et Pretot [141] ont utilisé le schéma autocohérent avec des inclusions tricomposites représentant la porosité entourée par une couche d'eau, qui est elle-même entourée par une phase solide (particules de chanvre + liant). La conductivité thermique de cette phase solide a été calibrée, comme nous l'avons signalé auparavant, sur les mesures expérimentales effectuées sur un béton de chanvre sec. Le modèle ainsi développé a permis aux auteurs d'étudier l'évolution de la conductivité thermique du béton de chanvre en fonction de sa teneur en eau. Les résultats montrent une forte corrélation entre les mesures et le modèle, mais la validité des conductivités thermiques calibrées n'a pas été discutée.

Toujours dans l'objectif d'étudier l'influence de la présence de l'eau sur la conductivité thermique du béton de chanvre, Cérézo [4] a exploré deux approches d'homogénéisation. La première approche consiste à utiliser un modèle à quatre phases avec le motif élémentaire présenté dans la figure V.6(b). Positionner l'eau dans la couche centrale entourée par l'air ne permettrait pas, selon l'auteur, de retrouver la sensibilité de la conductivité thermique à l'humidité puisque l'eau est isolée des autres constituants. Trois positions de l'eau au sein du motif élémentaire sont donc testées (voir figure V.6(b)). Cérézo a appliqué ces trois modèles sur le béton de chanvre humide, et ses résultats montrent que le modèle avec l'eau placée dans la position 1 (entre l'air et les granulats) donne un rôle moindre à

l'eau. Cependant, les trois positions fournissent des résultats proches et cohérents avec les mesures expérimentales pour des dosages en liant intermédiaire (masse volumique humide comprise entre 350 kg.m^{-3} et 600 kg.m^{-3}). Lorsque le dosage en liant est faible ou élevé, l'écart entre les modèles et les mesures devient important, signifiant que la microstructure choisie n'est pas bien adaptée.

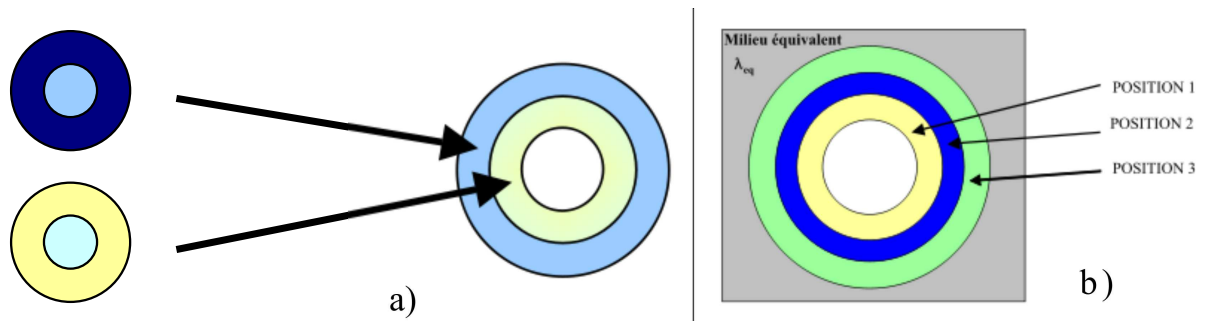


Figure V.6 – Motifs élémentaires utilisés par Cérézo [4] pour modéliser le comportement thermique d'un béton de chanvre humide avec (a) double homogénéisation et (b) modèle à quatre phases.

La deuxième approche explorée par Cérézo [4] est la double homogénéisation. Cette approche consiste à homogénéiser dans un premier lieu l'eau et la phase solide (liant ou particules de chanvre), et dans un deuxième lieu d'intégrer les phases homogénéisées dans le modèle avec inclusions tricomposites, comme illustré dans la figure V.6(a). Trois modèles, en fonction de la distribution d'eau dans les phases solides, ont été étudiés : le premier et le deuxième modèle représentent les cas où seule une phase solide est saturée d'eau ; tandis que le dernier prend en compte la présence d'eau dans les deux phases simultanément. Dans ce dernier modèle, la distribution d'eau dans les phases est effectuée en se basant sur les courbes de sorption/désorption mesurées expérimentalement. L'application de ces modèles au béton de chanvre humide montre que, pour une faible teneur en eau (moins de 10 %), les trois façons de distribution d'eau dans les phases conduisent à des résultats équivalents et cohérents avec les mesures expérimentales pour des masses volumiques humides supérieures à 350 kg.m^{-3} . Cependant, lorsque la teneur en eau du béton est élevée (supérieure à 10 %), les modèles plaçant toute l'eau dans une seule phase solide donnent des résultats supérieurs à ceux fournis par le modèle mixte (eau présente dans les deux phases). Cérézo conclut que l'approche par double homogénéisation n'apporte qu'une légère amélioration pour les résultats en comparaison avec le modèle à quatre phases, mais cette technique permet de décrire une structure en accord avec les phénomènes physiques (absorption d'eau par capillarité).

V.2.1.3 Bilan

La modélisation de la conductivité thermique des bétons contenant des particules végétales a fait l'objet de nombreux travaux de recherche. Cette modélisation est effectuée à l'aide des approches d'homogénéisation analytique et/ou des résolutions numériques. Les résultats dépendent de l'état de saturation du béton.

Pour le béton sec, les modèles utilisant des approches analytiques sont suffisants dans le cas d'un matériau non compacté contenant des particules aléatoirement orientées. Si le béton est compacté, le recours aux résolutions numériques, permettant de prendre en compte l'anisotropie des particules, est nécessaire. Grâce à ces méthodes numériques, le comportement effectif anisotrope du matériau peut être retrouvé. Toutefois, comme pour les propriétés élastiques, la validité des conductivités thermiques des constituants calculées par analyses inverses n'a pas été discutée.

Concernant le béton humide, plusieurs scénarios de distribution de l'eau dans les phases ont été élaborés. Les résultats montrent que ces scénarios ne permettent de retrouver l'évolution de la conductivité thermique en fonction de la teneur en eau du béton que pour des densités élevées et/ou pour des teneurs en eau faibles. Il est donc nécessaire d'explorer d'autres approches de modélisation pour essayer d'améliorer les prédictions des modèles. C'est dans cet objectif que s'inscrit le modèle présenté dans les sections suivantes.

V.2.2 Motif élémentaire utilisé et comportement des phases

Pour modéliser la conductivité thermique du béton de granulats de bois, nous avons utilisé le motif élémentaire décrit dans la section III.2.2.1 (figure III.14(b)). Le comportement thermique de chaque phase (i) (granulats de bois, pâte de ciment ou air occupant la porosité intergranulaire) est donné par le tenseur (d'ordre 2) des conductivités thermiques $\underline{\underline{\lambda}}_{(i)}$. Comme nous l'avons signalé dans la section précédente, la prise en compte de l'anisotropie des particules n'est pas nécessaire dans le cas d'un béton non compacté, en raison du fait que celles-ci sont aléatoirement orientées. Toutes les phases sont donc considérées homogènes et isotropes, et nous considérons ainsi que le comportement du milieu homogène équivalent, calculé par le schéma autocohérent, est isotrope. Nous pouvons donc écrire :

$$\underline{\underline{\lambda}}_{(i)} = \lambda_{(i)} \mathbf{I} \quad ((i) = c, g, a, h), \quad (\text{V.2})$$

où les indices c , g , a et h correspondent à la pâte de ciment, les granulats, l'air occupant la porosité intergranulaire et le milieu homogène équivalent, respectivement.

Dans une première approximation, nous considérons que l'adhérence au niveau de

l'interface granulats/pâte de ciment est parfaite. Cette hypothèse n'est pas complètement vraie d'après les résultats du chapitre IV qui montrent que certaines interfaces sont endommagées. La conservation des échantillons en conditions endogènes pourrait cependant limiter l'effet de cet endommagement.

V.2.3 Dérivation du modèle

Par analogie avec le cas du comportement mécanique, l'homogénéisation du comportement thermique vise à estimer la relation entre le gradient de température macroscopique $\underline{\mathbf{G}}$ et le gradient de température moyen par phase $\underline{\mathbf{g}}_{(i)}$. Nous considérons donc un VER Ω du béton de granulats de bois, sur lequel est imposé un gradient de température à l'infini $\underline{\mathbf{G}}^\infty$. La résolution est réalisée en superposant les solutions de deux problèmes élémentaires similaires à ceux présentés dans la section III.2.2.2. La figure V.7 décrit ces deux problèmes élémentaires dans le cas de la thermique. Chacun de ces deux problèmes est un cas particulier du problème de l'inclusion sphérique à n couches dont la solution est donnée dans Hervé [143]. Nous présentons brièvement la solution du problème avec une inclusion bicomposite soumis à un gradient de température $\underline{\mathbf{G}}$ tel que :

$$T|_{r \rightarrow \infty} = Gx_3 = Gr \cos \theta, \quad (\text{V.3})$$

où x_k sont les coordonnées cartésiennes, et $G = \|\underline{\mathbf{G}}\|$.

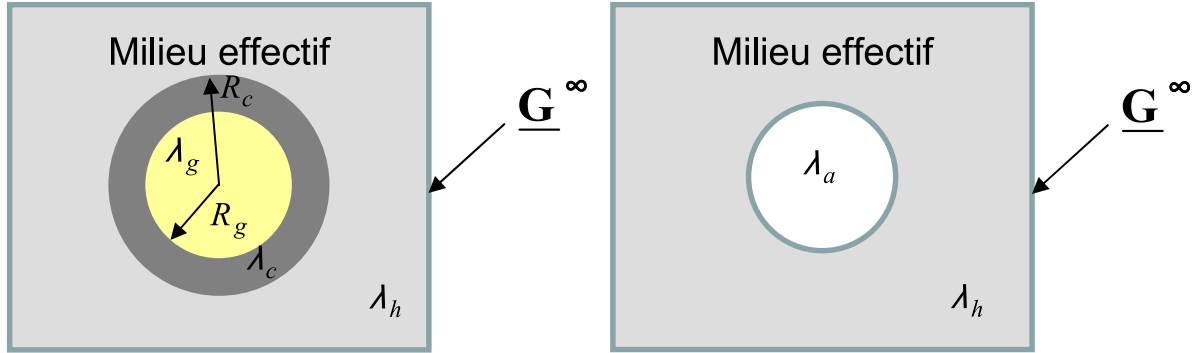


Figure V.7 – Problèmes élémentaires avec une inclusion bicomposite et une inclusion simple dans le cas du comportement thermique.

Le champ de température $T_{(i)}$ solution du problème dans chaque phase (i) ($(i) = c, g, h$) est donné par (Christensen [144]) :

$$T_{(i)} = \left(\mathcal{A}_{(i)} r + \frac{\mathcal{B}_{(i)}}{r^2} \right) \cos \theta, \quad (\text{V.4})$$

où $\mathcal{A}_{(i)}$ et $\mathcal{B}_{(i)}$ sont des constantes à déterminer. Le vecteur de flux de chaleur $\underline{\mathbf{q}}^{(i)}$ dans

chaque phase est obtenu à partir de la loi de Fourier. Ses composantes sont données par :

$$q_r^{(i)} = -\lambda_{(i)} \left(\mathcal{A}_{(i)} - 2 \frac{\mathcal{B}_{(i)}}{r^3} \right) \cos \theta, \quad q_\theta^{(i)} = \lambda_{(i)} \left(\mathcal{A}_{(i)} + \frac{\mathcal{B}_{(i)}}{r^3} \right) \sin \theta, \quad q_\phi^{(i)} = 0. \quad (\text{V.5})$$

Pour éviter une singularité au centre de la sphère composite, la constante \mathcal{B}_g est nulle. La constante \mathcal{A}_h est déterminée à partir du chargement imposé : $T_h|_{r \rightarrow \infty} = G \cdot x_3 \cos \theta$, soit $\mathcal{A}_h = G$. Les autres constantes sont déterminées à partir de la continuité du flux de chaleur et de la température aux interfaces $r = R_g$ et $r = R_c$ comme suit :

- $q_r^g(r = R_g) = q_r^c(r = R_g)$ permet d'écrire :

$$\lambda_g \mathcal{A}_g = \lambda_c \left(\mathcal{A}_c - 2 \frac{\mathcal{B}_c}{R_g^3} \right) \quad (\text{V.6})$$

- De la condition $T_g = T_c$ pour $r = R_g$, nous déduisons :

$$\mathcal{A}_g R_g = \mathcal{A}_c R_g + \frac{\mathcal{B}_c}{R_g^2} \quad (\text{V.7})$$

- $q_r^c(r = R_c) = q_r^h(r = R_c)$, d'où :

$$\lambda_c \left(\mathcal{A}_c - 2 \frac{\mathcal{B}_c}{R_c^3} \right) = \lambda_h \left(G - 2 \frac{\mathcal{B}_h}{R_c^3} \right) \quad (\text{V.8})$$

- $T_c(r = R_c) = T_h(r = R_c)$, alors :

$$\mathcal{A}_c R_c + \frac{\mathcal{B}_c}{R_c^2} = G R_c + \frac{\mathcal{B}_h}{R_c^2} \quad (\text{V.9})$$

La résolution du système de quatre équations (V.6), (V.7), (V.8) et (V.9) permet donc d'avoir les expressions des constantes \mathcal{A}_g , \mathcal{A}_c , \mathcal{B}_c et \mathcal{B}_h .

La moyenne du gradient de température $\underline{\mathbf{g}}$ est donnée dans la phase (i) ($(i) = c, g$) par (Hervé [143]) :

$$\langle \underline{\mathbf{g}} \rangle_{(i)} = \frac{1}{V_{(i)}} \int_{V_{(i)}} \underline{\mathbf{g}}_{(i)} dV = \frac{\mathcal{A}_{(i)}}{\mathcal{A}_h} \underline{\mathbf{G}} \quad (\text{V.10})$$

Pour le problème à une inclusion sphérique simple, la moyenne du gradient de température dans l'air occupant la porosité intergranulaire peut être déterminée à partir du problème à une inclusion bicomposite en prenant $R_g = R_c$ (noté R_a) et $\lambda_g = \lambda_c$ (notée λ_a) :

$$\langle \underline{\mathbf{g}} \rangle_a = \frac{3\lambda_h}{\lambda_a + 2\lambda_h} \underline{\mathbf{G}} \quad (\text{V.11})$$

Le flux macroscopique $\underline{\mathbf{Q}}$, défini comme la moyenne du flux microscopique $\underline{\mathbf{q}}$, peut s'écrire comme suit :

$$\underline{\mathbf{Q}} = \langle \underline{\mathbf{q}} \rangle = \langle -\lambda \underline{\mathbf{g}} \rangle = -\lambda_g f_g \langle \underline{\mathbf{g}} \rangle_g - \lambda_c f_c \langle \underline{\mathbf{g}} \rangle_c - \lambda_a (1 - f_g - f_c) \langle \underline{\mathbf{g}} \rangle_a \quad (\text{V.12})$$

La conductivité thermique homogénéisée est donc obtenue par la solution de l'équation implicite suivante :

$$\lambda_h = \lambda_g f_g \frac{\mathcal{A}_g}{\mathcal{A}_h} + \lambda_c f_c \frac{\mathcal{A}_c}{\mathcal{A}_h} + \lambda_a (1 - f_g - f_c) \frac{3\lambda_h}{\lambda_a + 2\lambda_h} \quad (\text{V.13})$$

V.2.4 Application au béton de granulats de bois en conditions endogènes

Nous avons appliqué le modèle développé pour estimer la conductivité thermique du béton de granulats de bois conservé en conditions endogènes. Les fractions volumiques utilisées sont celles présentées dans le tableau II.6. L'équation (III.21) permet de remplacer les rayons R_g et R_c dans les expressions des constantes \mathcal{A}_g , \mathcal{A}_c , \mathcal{B}_c et \mathcal{B}_h par les fractions volumiques. L'expression de la conductivité thermique λ_h solution de l'équation (V.13) fait intervenir, en plus des fractions volumiques, les conductivités thermiques des phases λ_g , λ_c et λ_a . La conductivité thermique de l'air occupant la porosité intergranulaire est prise égale à $\lambda_a = 0,026 \text{ W.m}^{-1}.\text{K}^{-1}$ (valeur utilisée par Cérézo [4], Mom [121], Do [98]). La fraction volumique de granulats étant égale à 33 % pour toutes les formulations, λ_h est donc fonction d'une fraction volumique (celle de la porosité par exemple) et de deux conductivités thermiques λ_g et λ_c . Ces conductivités thermiques ont été calibrées sur les mesures expérimentales présentées dans la section V.1.2 à l'aide d'une fonction permettant de minimiser les erreurs des moindres carrés (commande "Fit" du logiciel Maple).

La figure V.8 présente les résultats de cette calibration comparés aux mesures expérimentales (moyennes sur les trois mesures effectuées en conditions endogènes et sur les trois éprouvettes testées pour chaque formulation). Le modèle présenté dans cette figure est obtenu pour les conductivités thermiques des phases suivantes : $\lambda_g = 0,20 \text{ W.m}^{-1}.\text{K}^{-1}$ et $\lambda_c = 1,23 \text{ W.m}^{-1}.\text{K}^{-1}$. La conductivité thermique calibrée pour la pâte de ciment est légèrement supérieure en comparaison avec les mesures de Kim et al. [137] sur une pâte de ciment en conditions humides qui donnent une conductivité thermique aux alentours de $1 \text{ W.m}^{-1}.\text{K}^{-1}$. La différence pourrait être due au type de ciment (type V dans Kim et al. [137]) ou à une différence des conditions de cure. Ces dernières ne sont pas précisées dans le travail de Kim et al. [137]. En outre, la conductivité thermique calibrée pour les granulats de bois est réaliste. En effet, Niemz et al. [145] ont mesuré la conductivité

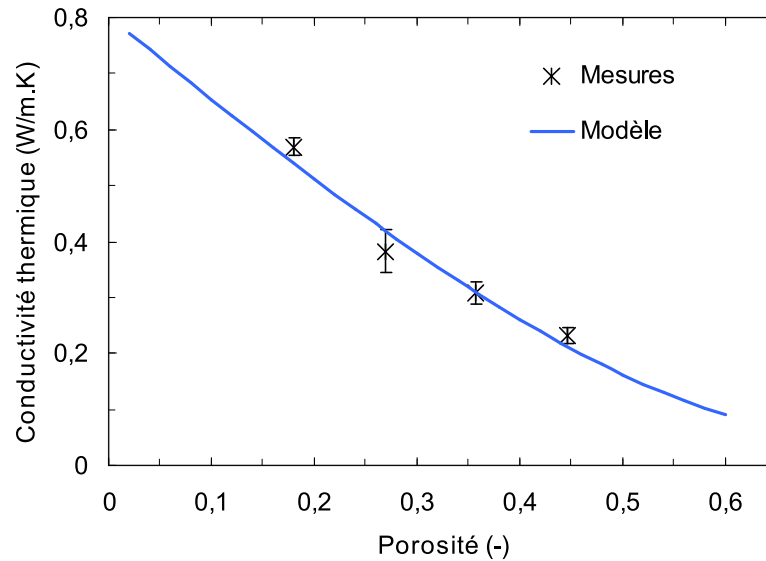


Figure V.8 – Comparaison entre les conductivités thermiques estimées par le modèle autocohérent et celles mesurées pour le béton de granulats de bois conservé en conditions endogènes.

thermique d'un bois d'épicéa dans ses trois directions d'anisotropie. Les valeurs obtenues pour une teneur en eau de 20 % environ et à une température de 10 °C sont de 0,10 et 0,11 $\text{W.m}^{-1}.\text{K}^{-1}$ respectivement pour les directions radiale et tangentielle, et de 0,23 $\text{W.m}^{-1}.\text{K}^{-1}$ pour la direction longitudinale. La moyenne de ces trois valeurs est de 0,15 $\text{W.m}^{-1}.\text{K}^{-1}$. Pour une température de 20 °C (testée dans le présent travail), ces valeurs doivent légèrement augmenter selon les résultats de Suleiman et al. [146] qui montrent que l'augmentation de la température conduit à des conductivités thermiques du bois élevées. De plus, dans notre travail, la teneur en eau initiale des granulats (avant le malaxage) était de 68,7 %. Cette valeur ne devrait pas baisser beaucoup pendant la période de cure endogène. Par ailleurs, le modèle ainsi calibré capte les mesures expérimentales de manière satisfaisante. L'erreur est maximale pour la formulation F3 ($C/B = 2,25$), dont les mesures sont plus dispersées (avec un coefficient de variation de 10,2 %) en comparaison avec les autres formulations, et sa valeur est de 10,4 %. La méthode d'homogénéisation choisie est donc adaptée à la microstructure du béton de granulats de bois conservé en conditions endogènes.

V.2.5 Application au béton de granulats de bois en conditions de dessiccation

Dans cette section, nous visons à appliquer le modèle développé dans la section V.2.3 au béton de granulats de bois au cours du processus de séchage. La démarche suivie

dans la section V.2.4 est dans un premier temps appliquée à chaque échéance de séchage. Les calibrations sont effectuées à partir des mesures expérimentales présentées dans la section V.1.3. Les modèles calibrés captent les mesures expérimentales, mais avec une qualité moyenne (20 % d'erreur environ pour les formulations F1 ($C/B = 1,25$) et F3 ($C/B = 2,25$)), comme nous l'illustrons dans la figure V.9 pour le béton de granulats de bois après 7 jours de séchage. De plus, les conductivités thermiques calculées pour les phases ne sont pas réalistes. Les valeurs obtenues pour le modèle présenté dans la figure V.9 sont : $\lambda_g = -0,13 \text{ W.m}^{-1}.\text{K}^{-1}$ et $\lambda_c = 1,34 \text{ W.m}^{-1}.\text{K}^{-1}$. Il est donc nécessaire d'apporter quelques modifications à la démarche de calibration.

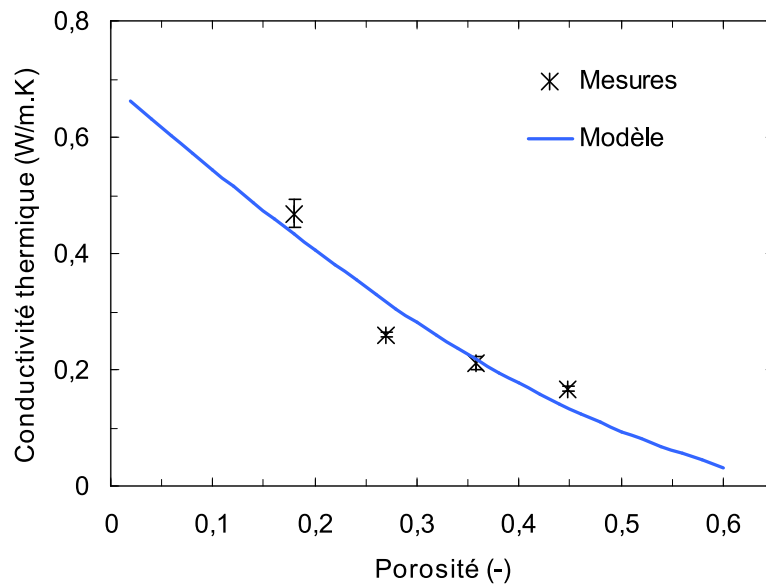


Figure V.9 – Comparaison entre les conductivités thermiques estimées par le modèle autocohérent et celles mesurées pour le b ton de granulats de bois après 7 jours de séchage.

V.2.5.1 Variation des conductivités thermiques des phases au cours du séchage

La première modification consiste à ne pas calibrer le modèle pour chaque échéance de séchage. Les conductivités thermiques calibrées pour le b ton en conditions endogènes ($\lambda_g = 0,20 \text{ W.m}^{-1}.\text{K}^{-1}$ et $\lambda_c = 1,23 \text{ W.m}^{-1}.\text{K}^{-1}$) sont considérées comme conductivités de référence. Pour tenir compte de l'évolution de la teneur en eau du b ton de granulats de bois au cours du processus de séchage, nous avons effectué une deuxième modification. Il s'agit d'effectuer une homogénéisation en deux étapes, comme nous le montrons dans la figure V.10. La première étape consiste à estimer la conductivité thermique de chaque phase solide (pâte de ciment ou granulats de bois) en fonction de la quantité d'eau évaporée à la suite de séchage. Cette évolution de la conductivité thermique de la phase solide avec

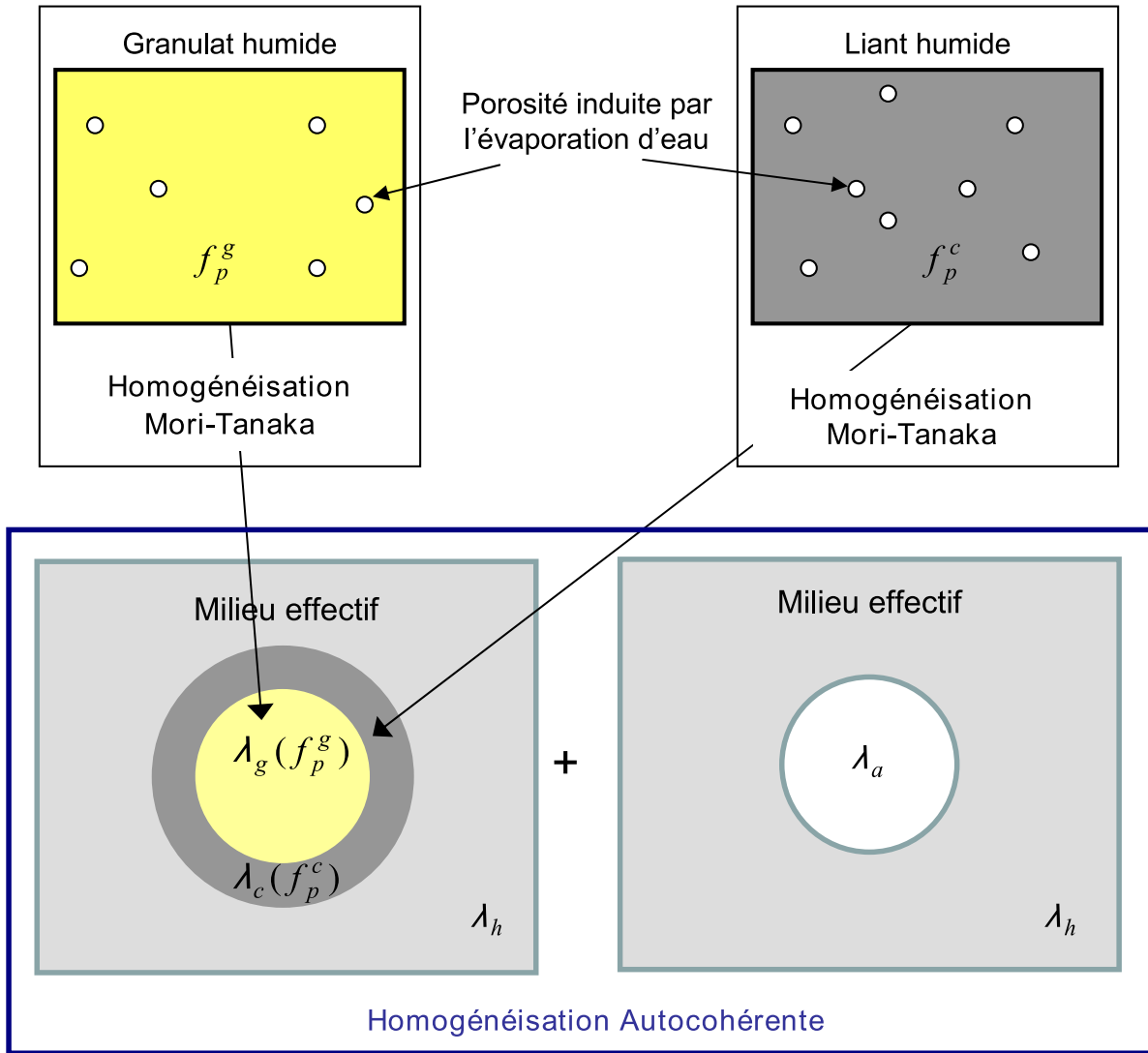


Figure V.10 – Principe de l'homogénéisation en deux étapes de la conductivité thermique du béton de granulats de bois au cours du séchage.

le départ d'eau est estimée en se basant sur le mécanisme suivant : la phase solide en conditions endogènes (prise comme état de référence) est considérée comme un matériau homogène. Dans ce matériau homogène, nous introduisons, au fur et à mesure que le séchage avance, une porosité (appelée porosité intra-phase) induite par l'évaporation de l'eau par le séchage, comme illustré dans la figure V.11. Cette porosité intra-phase est considérée comme une hétérogénéité dans le matériau. Pour homogénéiser ce matériau, nous utilisons le schéma de Mori-Tanaka qui est mieux adapté dans le cas des matériaux constitués d'une matrice contenant des hétérogénéités.

Le tenseur $\underline{\lambda}_{(i)}(f_p^{(i)})$ des conductivités thermiques de la phase (i) ($(i) = g$ pour les granulats de bois et $(i) = c$ pour la pâte de ciment) en cours de séchage, estimé par le schéma de Mori-Tanaka dans le cas d'une matrice (de tenseur des conductivités thermiques

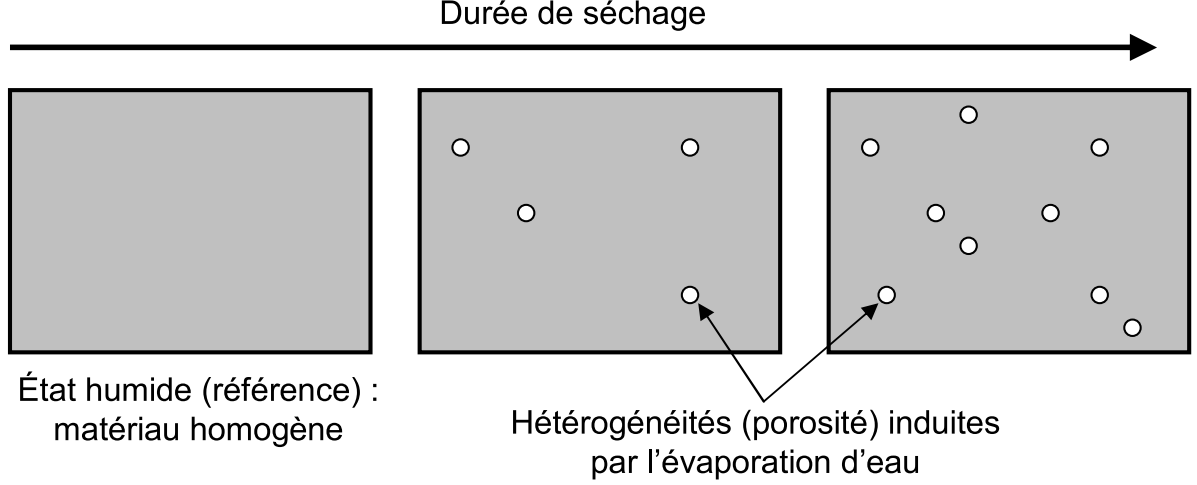


Figure V.11 – Modélisation de l'évolution de la microstructure de la phase solide (pâte de ciment ou granulats de bois) au cours du séchage.

$\underline{\lambda}_{(i)}$ contenant une fraction volumique $f_p^{(i)}$ de bulles d'air (de tenseur des conductivités thermiques $\underline{\lambda}_a$) est donné par (Do [98]) :

$$\underline{\lambda}_{(i)}(f_p^{(i)}) = \underline{\lambda}_{(i)0} + f_p^{(i)} \left(\underline{\lambda}_a - \underline{\lambda}_{(i)0} \right) \cdot \underline{\mathbf{A}}_p \cdot \left[(1 - f_p^{(i)}) \underline{\mathbf{I}} + f_p^{(i)} \underline{\mathbf{A}}_p \right] \quad (\text{V.14})$$

avec $\underline{\lambda}_{(i)0} = \underline{\lambda}_{(i)}(f_p^{(i)} = 0)$ et $\underline{\mathbf{A}}_p$ le tenseur de localisation moyen des bulles d'air (hétérogénéités), dont l'expression, dans le cas des bulles ellipsoïdales, est donnée par :

$$\underline{\mathbf{A}}_p = \left[\underline{\mathbf{I}} + \left(\underline{\lambda}_a - \underline{\lambda}_{(i)0} \right) \cdot \underline{\mathbf{P}} \right]^{-1} \quad (\text{V.15})$$

avec $\underline{\mathbf{P}}$ le tenseur de Hill dans le cas thermique. Son expression, dans le cas d'une hétérogénéité de forme sphérique, sous l'hypothèse de l'isotropie¹ des conductivités thermiques locale et macroscopique, s'écrit sous la forme (Torquato [147]) :

$$\underline{\mathbf{P}} = \frac{1}{3} \underline{\mathbf{I}} \quad (\text{V.16})$$

En combinant les équations (V.14), (V.15) et (V.16), nous obtenons l'expression suivante de la conductivité thermique de la phase (i) ($(i) = g, c$) en cours de séchage :

$$\lambda_{(i)}(f_p^{(i)}) = \lambda_{(i)0} + \frac{3f_p^{(i)} \lambda_{(i)0} (\lambda_a - \lambda_{(i)0})}{\left(2 + f_p^{(i)} \right) \lambda_{(i)0} + \left(1 - f_p^{(i)} \right) \lambda_a} \quad (\text{V.17})$$

¹Le bois est un matériau anisotrope, mais les résultats de la littérature montrent que la prise en compte de cette anisotropie dans le cas du béton non compacté n'est pas nécessaire (cf. section V.2.1).

où $\lambda_{(i)0}$ est la conductivité thermique de la phase (i) dans l'état humide de référence.

La fraction volumique $f_p^{(i)}$ de la porosité intra-phase induite par l'évaporation de l'eau est donnée par :

$$f_p^{(i)} = \frac{V_{ev}^{(i)}}{V_{(i)}} \quad (V.18)$$

avec :

- $V_{ev}^{(i)}$ le volume d'eau évaporée de la phase (i) estimé à partir de la perte de masse $\Delta m_{(i)}$ (en valeur absolue) et de la masse volumique ρ_l de l'eau liquide :

$$V_{ev}^{(i)} = \frac{\Delta m_{(i)}}{\rho_l}$$

- $V_{(i)}$ est le volume de la phase (i) calculé à partir de la fraction volumique $f_{(i)}$ de cette phase dans le béton (tableau II.6) et du volume total V_{ech} de l'échantillon :

$$V_{(i)} = f_{(i)} V_{ech}$$

L'équation V.18 devient donc :

$$f_p^{(i)} = \frac{\Delta m_{(i)} / \rho_l}{f_{(i)} V_{ech}} \quad (V.19)$$

Grâce aux équations (V.17) et (V.19), nous pouvons donc estimer l'évolution de la conductivité thermique de chaque phase solide (granulats de bois ou pâte de ciment) en fonction de sa perte de masse induite par l'évaporation d'eau à la suite de séchage. Pour illustrer les résultats de cette modélisation, nous considérons le cas d'un échantillon de la phase solide seule, dont le volume² est de 325 cm³. Nous présentons sur la figure V.12 l'évolution du rapport $\lambda_{(i)} \left(f_p^{(i)} \right) / \lambda_{(i)0}$ en fonction de la porosité intra-phase qui résulte de l'évaporation d'eau à la suite de séchage. Cette figure nous indique que le modèle proposé estime une baisse de la conductivité thermique de la phase solide (granulats de bois ou pâte de ciment) de 42 % lorsque celle-ci subit une perte de volume de 40 %.

V.2.5.2 Scénarios de séchage du béton de granulats de bois

La deuxième étape de l'homogénéisation consiste à calculer la conductivité thermique du béton de granulats de bois en tenant compte de l'évolution de celles des phases en cours de séchage. Nous introduisons donc les équations (V.17) et (V.19) dans le modèle développé dans la section V.2.3. Pour prendre en compte l'origine de l'eau évaporée au cours du séchage (les granulats de bois ou la pâte de ciment), nous avons testé plusieurs scénarios :

²Ce volume correspond approximativement à la quantité des granulats de bois dans les échantillons testés pour les mesures thermiques.

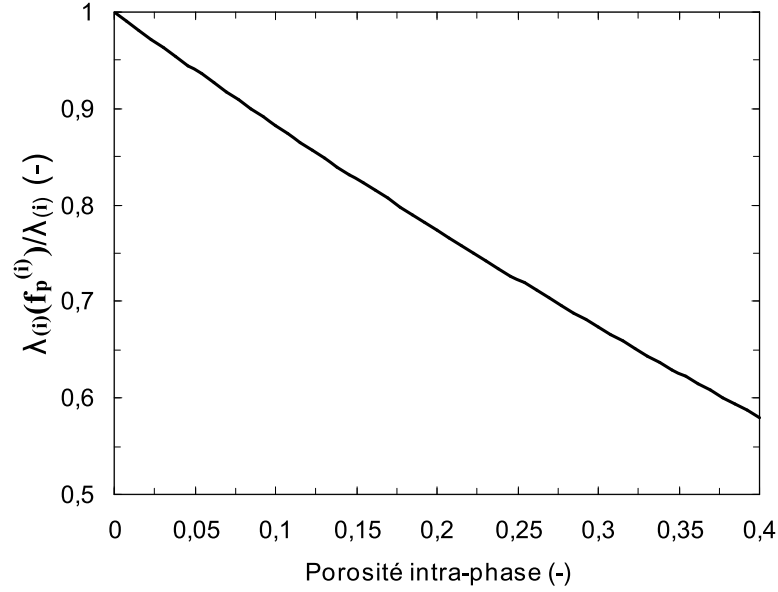


Figure V.12 – Évolution de la conductivité thermique $\lambda_{(i)}(f_p^{(i)})$ de la phase (i) en cours de séchage rapportée à la conductivité thermique de référence (à l'état humide) $\lambda_{(i)0}$ en fonction de la porosité intra-phase $f_p^{(i)}$.

deux extrêmes (séchage de l'une des phases) et un scénario intermédiaire (séchage des deux phases simultanément). Le premier scénario extrême est de supposer que les granulats de bois ne sèchent pas et que donc seule la pâte de ciment perd de l'eau pendant le séchage. Nous fixons donc la valeur de la conductivité des granulats $\lambda_g = 0,20 \text{ W.m}^{-1}.\text{K}^{-1}$, et nous estimons celle de la pâte de ciment à l'aide des équations (V.17) et (V.19), où nous remplaçons la conductivité thermique $\lambda_{(i)0}$ par celle de la pâte de ciment $\lambda_c = 1,23 \text{ W.m}^{-1}.\text{K}^{-1}$ déterminée dans la section V.2.4.

Le deuxième scénario extrême est l'inverse du premier : les granulats de bois perdent de l'eau tandis que la pâte de ciment ne sèche pas. La conductivité de la pâte de ciment est donc fixée à $\lambda_c = 1,23 \text{ W.m}^{-1}.\text{K}^{-1}$. La conductivité thermique des granulats est estimée à l'aide des équations (V.17) et (V.19), où nous remplaçons la conductivité thermique $\lambda_{(i)0}$ par celle des granulats de bois $\lambda_g = 0,20 \text{ W.m}^{-1}.\text{K}^{-1}$ déterminée dans la section V.2.4. Ce scénario ne semble *a priori* pas réaliste puisque les granulats sont entourés par la pâte de ciment.

Le dernier scénario représente le cas où les deux phases (granulats de bois et pâte de ciment) perdent de l'eau au cours du séchage. La difficulté dans ce scénario est de déterminer la distribution d'eau dans les deux phases. Nous avons donc utilisé le modèle développé dans le chapitre IV pour l'estimation des variations dimensionnelles. Le calcul des teneurs en eau dans chaque phase se base donc sur les courbes de sorption/désorption de la littérature (voir section IV.2.3.1). Le tableau V.2 présente les teneurs en eau initiale

et finale ainsi que les masses d'eau évaporée pour chacune des phases solides lorsque les masses se sont stabilisées (après 28 jours de séchage). À partir de ces informations, nous avons réparti les pertes d'eau du béton entre les deux phases selon les proportions présentées dans le tableau V.3. Ces proportions varient d'une formulation à l'autre. Nous considérons cependant, pour faciliter le calcul, que ces proportions restent identiques indépendamment de la durée de séchage. La conductivité thermique de chaque phase solide est estimée à l'aide des équations (V.17) et (V.19), où la perte de masse $\Delta m_{(i)}$ est remplacée par le produit de la perte de masse Δm_b du béton et de la proportion d'évaporation d'eau de la phase considérée.

Tableau V.2 – Quelques propriétés hydriques des phases solides (pâte de ciment et granulats de bois) à l'état initial et après 28 jours de séchage.

Phase solide	Propriété	Rapport C/B			
		1,25	1,75	2,25	2,75
Granulats de bois	Teneur en eau initiale (%)	68,7	68,7	68,7	68,7
	Teneur en eau finale (%)	12,1	11,6	11,8	11,8
	Masse à l'état sec (g)	128,9	128,4	132,8	135,5
	Masse d'eau évaporée (g)	73,0	73,4	75,6	77,2
Pâte de ciment	Teneur en eau initiale (%)	32,1	30,1	28,7	25,8
	Teneur en eau finale (%)	10,9	10,6	10,7	10,7
	Masse à l'état sec (g)	255,1	361,6	505,4	658,7
	Masse d'eau évaporée (g)	58,0	77,5	97,1	107,8

Tableau V.3 – Répartition de l'eau évaporée (proportions en %) entre les granulats et la pâte de ciment après 28 jours de séchage.

Phase solide	Rapport C/B			
	1,25	1,75	2,25	2,75
Granulats de bois	55,7	48,6	43,8	41,7
Pâte de ciment	44,3	51,4	56,2	58,3

V.2.5.3 Conductivité thermique du béton de granulats de bois au cours du séchage

Nous présentons dans la figure V.13 les résultats de ces trois scénarios comparés aux mesures expérimentales. Sur cette figure, nous pouvons constater que le scénario selon lequel seuls les granulats de bois sèchent donne des résultats supérieurs à ceux obtenus en prenant en compte uniquement le séchage de la pâte de ciment. Le modèle combinant le séchage des deux phases donne des résultats intermédiaires. Globalement, sauf pour

la formulation F3 ($C/B = 2,25$), les résultats expérimentaux sont situés entre ceux des deux cas extrêmes qui correspondent au cas où seule une phase solide sèche.

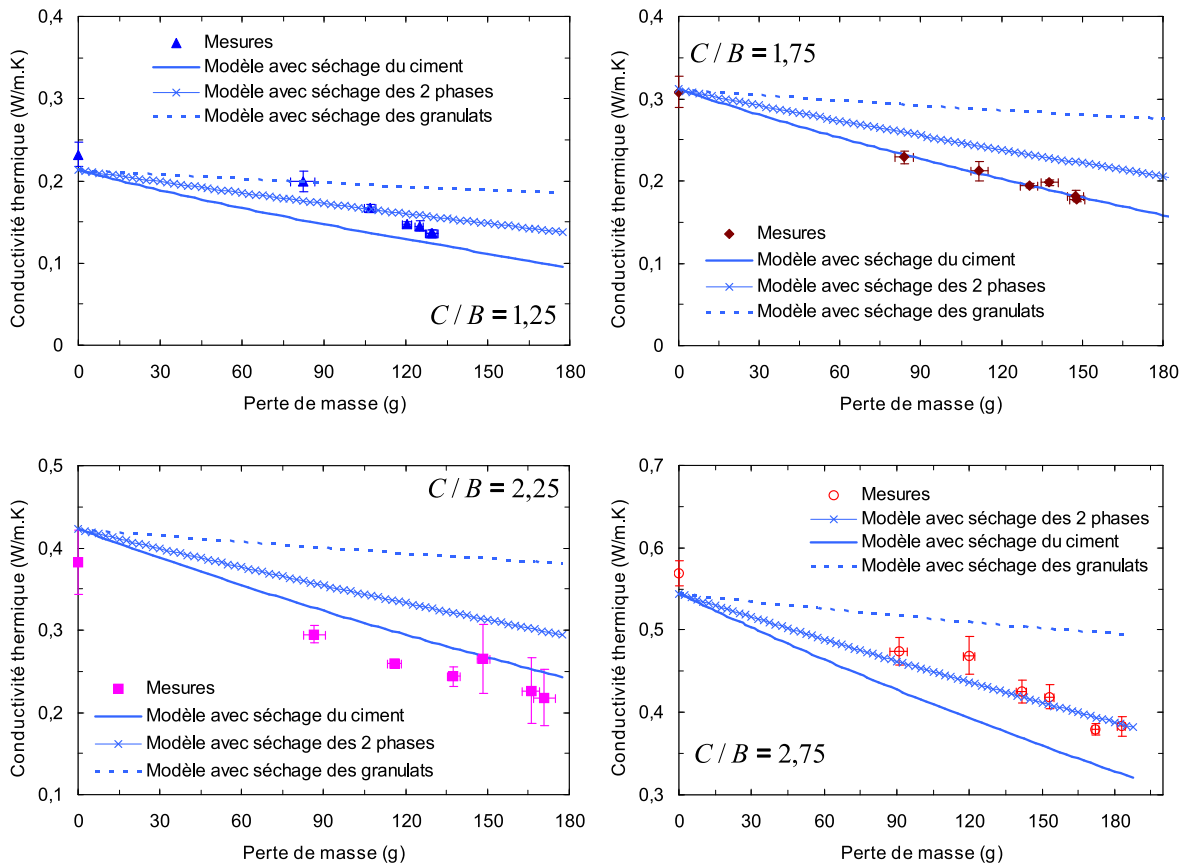


Figure V.13 – Comparaison entre les conductivités thermiques mesurées sur les quatre formulations et les estimations du modèle autocohérent avec les trois scénarios proposés pour le séchage des phases.

Cependant, la qualité de chaque modèle est différente d'une formulation à l'autre, comme le montre l'erreur moyenne présentée dans le tableau V.4. Pour les formulations F2 ($C/B = 1,75$) et F3 ($C/B = 2,25$), les estimations de la conductivité thermique par le scénario avec séchage des granulats seuls sont très différentes des mesures expérimentales. L'écart entre le modèle et l'expérience pour ce dernier scénario est aussi important pour les deux autres formulations (F1 ($C/B = 1,25$) et F4 ($C/B = 2,75$)) vers la fin du séchage. Ce résultat montre que le séchage des granulats seuls ne permet pas de retrouver l'évolution de la conductivité thermique du béton de granulats de bois au cours du séchage. Le modèle avec séchage de la pâte de ciment seule fournit des résultats en parfaite cohérence avec les mesures pour la formulation F2 ($C/B = 1,75$), tandis que pour la formulation F4 ($C/B = 2,75$), le scénario combinant le séchage des deux phases semble plus pertinent que les deux autres scénarios. Pour la formulation F1 ($C/B = 1,25$), les mesures expérimentales sont

Tableau V.4 – Erreur moyenne (en %) des trois scénarios du séchage calculée à partir de toutes les mesures expérimentales pour chacune des formulations étudiées.

Rapport C/B	Scénario du séchage		
	Pâte de ciment seule	Granulats seuls	Les deux phases
1,25	13,5	24,3	9,7
1,75	1,6	38,0	16,0
2,25	11,0	49,9	25,9
2,75	11,8	17,8	3,6

comprises entre les estimations fournies par ces deux derniers scénarios. Enfin pour la formulation F3 ($C/B = 2,25$), tous les scénarios surestiment les mesures expérimentales, mais le cas du séchage de la pâte de ciment uniquement est le plus proche de la réalité. Toutefois, la qualité du modèle semble dépendre de la conductivité thermique de référence (c'est à dire la valeur calibrée pour le béton en conditions endogènes).

Dans la figure V.14, nous présentons les variations (différence des valeurs finale et initiale) de la conductivité thermique mesurée expérimentalement et celle estimée par les deux scénarios, celui avec le séchage de la pâte de ciment seule et celui avec le séchage des deux phases. Les deux scénarios conduisent à des variations de la conductivité thermique proches des valeurs expérimentales, et ce pour toutes les formulations étudiées. Cette cohérence entre les évolutions théorique et expérimentale confirme donc la dépendance de la qualité du modèle de la valeur prise pour la conductivité thermique à l'état de référence.

Pour bien comprendre l'effet de cette conductivité thermique à l'état de référence, nous avons déterminé la conductivité thermique de la pâte de ciment à l'état humide (valeur initiale avant le début de séchage) en calibrant le modèle sur les mesures expérimentales de chaque formulation séparément. Le tableau V.5 récapitule les valeurs obtenues pour cette conductivité thermique de la pâte de ciment. Pour chaque formulation, la conductivité thermique calibrée dans le cas du séchage de la pâte de ciment seule est supérieure à celle calibrée dans le cas du séchage des deux phases. Cependant, aucune logique ne se présente concernant l'évolution de cette conductivité thermique avec le rapport Ciment/Bois. La différence entre les formulations peut être due à une éventuelle variabilité de la compacité réelle des granulats de bois.

Nous présentons dans la figure V.15 les résultats des deux scénarios, celui avec séchage de la pâte de ciment seule et celui avec séchage des deux phases, après calibration de la conductivité thermique de la pâte de ciment à l'état humide. Le tableau V.6 présente les erreurs moyennes pour ces deux modèles calibrés. Le modèle avec séchage de la pâte de ciment seule donne des estimations plus cohérentes avec les mesures expérimentales que

V.2 Modélisation de la conductivité thermique par la méthode d'homogénéisation autocohérente

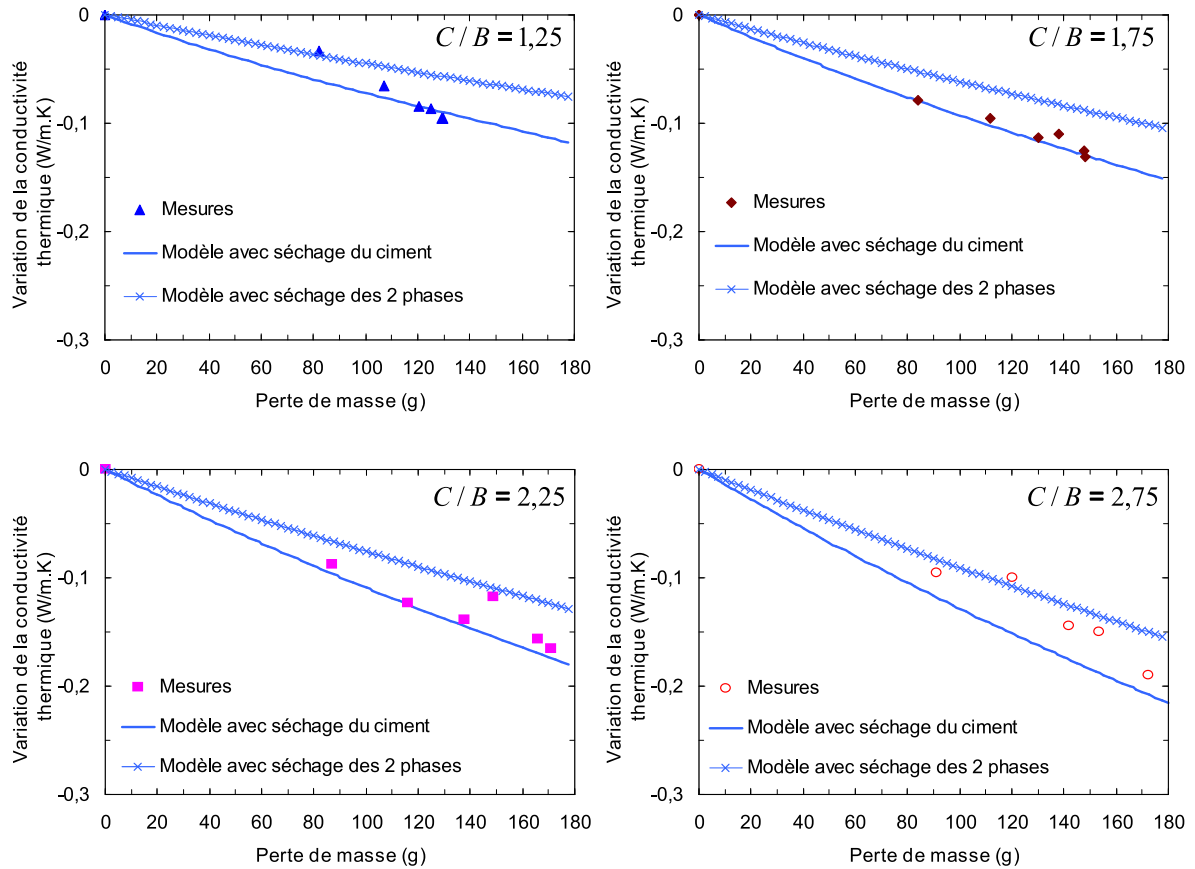


Figure V.14 – Comparaison entre les variations de la conductivité thermique mesurée sur les quatre formulations et les estimations du modèle autocohérent dans le cas du séchage de la pâte de ciment seule et dans le cas du séchage des deux phases.

Tableau V.5 – Conductivités thermiques de la pâte de ciment (en $W.m^{-1}.K^{-1}$) déterminées en calibrant le modèle sur les mesures expérimentales pour chacune des formulations étudiées.

Rapport Ciment/Bois (C/B)	Scénario du séchage	
	Cas de la pâte de ciment seule	Cas des deux phases
1,25	1,61	1,22
1,75	1,23	1,02
2,25	1,06	0,93
2,75	1,42	1,26

celles fournies par l'autre scénario (séchage des deux phases) pour les deux formulations F1 ($C/B = 1,25$), F2 ($C/B = 1,75$) et F3 ($C/B = 2,25$) ; tandis que pour la formulation F4 ($C/B = 2,75$), les deux scénarios conduisent à des résultats équivalents (erreurs moyennes équivalentes). Il est donc difficile de faire un choix entre ces deux scénarios pour l'ensemble des formulations, même si celui avec séchage de la pâte de ciment seule paraît légèrement

plus pertinent. L'hypothèse d'une répartition constante de l'eau évaporée entre les deux phases, dans le cas de séchage des deux simultanément, pourrait justifier les résultats différents d'une formulation à l'autre pour ce scénario.

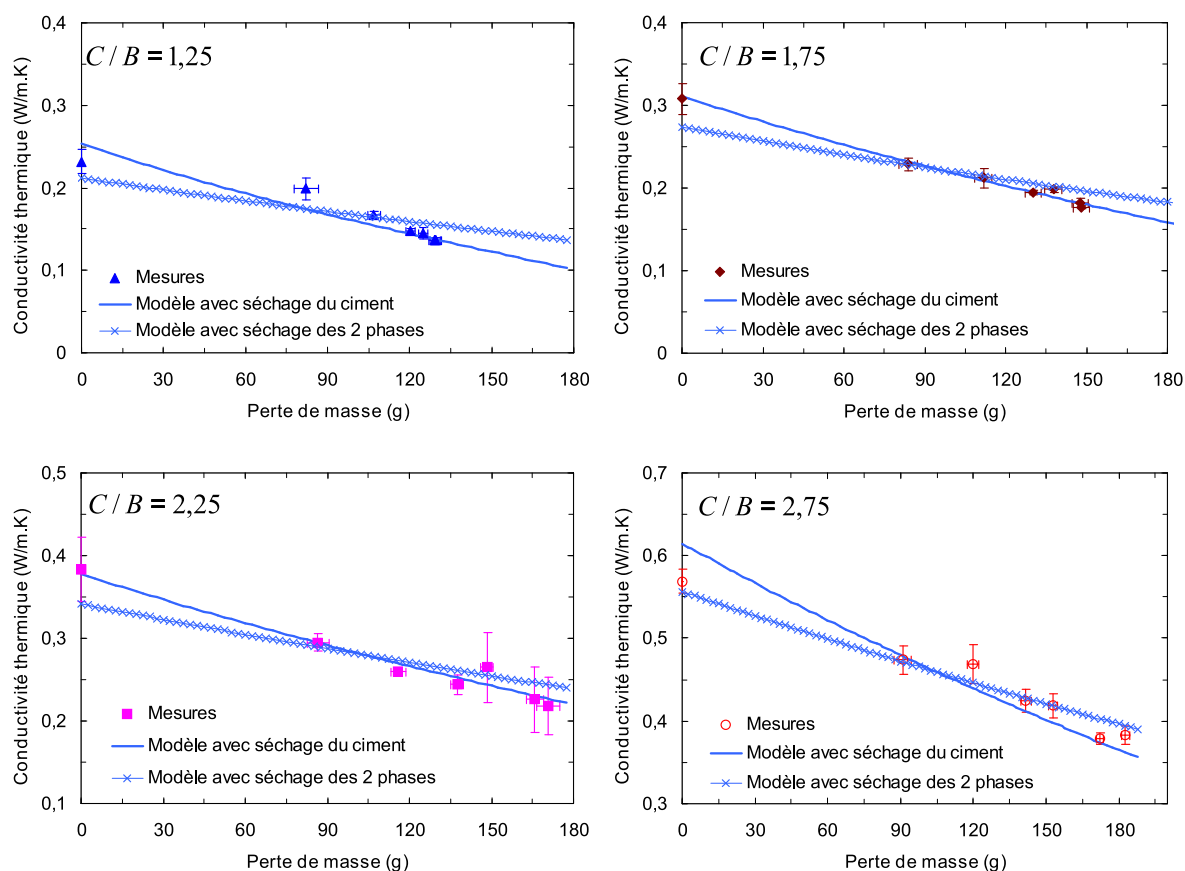


Figure V.15 – Comparaison entre la conductivité thermique mesurée sur les quatre formulations et les estimations du modèle autocohérent après calibration de la conductivité thermique de la pâte de ciment, dans le cas du séchage de la pâte de ciment seule et dans le cas du séchage des deux phases.

Tableau V.6 – Erreur moyenne (en %) des deux scénarios du séchage (séchage de la pâte de ciment seule et séchage des deux phases) après calibration de la conductivité thermique de la pâte de ciment, calculée à partir de toutes les mesures expérimentales pour chacune des formulations étudiées.

Rapport Ciment/Bois (C/B)	Scénario du séchage	
	Pâte de ciment seule	Les deux phases
1,25	5,3	9,5
1,75	1,6	5,7
2,25	3,3	7,0
2,75	4,0	2,9

V.2.6 Bilan

Dans cette section, nous avons développé un modèle permettant d'estimer les conductivités thermiques du béton de granulats de bois en se basant sur l'homogénéisation autocohérente. Ce modèle a été calibré sur les mesures expérimentales pour le béton de granulats de bois conservé dans des conditions endogènes. Les conductivités thermiques des phases obtenues par cette calibration sont cohérentes avec les valeurs de la littérature.

Le modèle développé a, ensuite, été appliqué au béton de granulats de bois au cours du processus de séchage. Pour prendre en compte l'évolution de la conductivité thermique des phases (granulats de bois ou pâte de ciment) en fonction de la quantité d'eau évaporée à la suite de séchage, une homogénéisation par le schéma de Mori-Tanaka a été proposée. Cette homogénéisation a été intégrée dans le modèle autocohérent. Trois scénarios de répartition de l'eau évaporée entre les deux phases solides (granulats de bois et pâte de ciment) ont été testés : séchage des granulats seuls, de la pâte de ciment seule ou la combinaison des deux, auquel cas nous avons supposée que la répartition de l'eau évaporée entre les phases reste invariable au cours du processus de séchage. Dans ce dernier cas, les proportions d'eau dans chaque phase ont été déterminées en se basant sur le modèle développé dans le chapitre IV pour l'estimation des variations dimensionnelles.

Les résultats montrent que le cas de séchage des granulats seuls est logiquement le moins convenable (écart important entre l'expérience et le modèle) et que les deux autres scénarios semblent probables (en fonction de la formulation). La calibration des modèles issus de ces deux scénarios (celui avec séchage de la pâte de ciment seule et celui avec séchage des deux phases) conduit à des conductivités thermiques de la pâte de ciment avant le début de séchage différentes d'un scénario à l'autre et d'une formulation à l'autre. L'analyse des erreurs moyennes de chaque scénario n'a pas permis de privilégier l'un ou l'autre pour l'ensemble des formulations. Pour les formulations F1 ($C/B = 1,25$), F2 ($C/B = 1,75$) et F3 ($C/B = 2,25$), le modèle avec séchage de la pâte de ciment seule est le plus cohérent avec les mesures expérimentales, tandis que le modèle avec séchage des deux phases conduit à de meilleurs résultats pour la formulation F4 ($C/B = 1,75$). Le cas du séchage de la pâte de ciment seule est toutefois en contradiction avec les résultats du chapitre IV (en particulier la section IV.3) ainsi que ceux de Faure et al. [133] (pour le béton de chanvre) qui montrent que les granulats de bois sèchent également. Le modèle avec séchage des deux phases reste donc le plus réaliste. La qualité des prédictions fournies par ce modèle est moins bonne par rapport au modèle avec séchage de la pâte de ciment seule, en raison probablement de la répartition de l'eau évaporée entre les phases. Cette répartition est, en effet, déterminée en se basant sur des courbes de sorption/désorption de la littérature et non pas celles des matériaux utilisés dans notre étude. De plus, nous avons supposé que cette répartition ne change pas au cours du séchage. La prise en compte de la

répartition réelle de l'eau évaporée entre les phases pourrait donc améliorer les résultats du modèle avec séchage des deux phases.

Par ailleurs, le modèle développé est basé sur l'hypothèse d'une adhérence parfaite entre les granulats et la pâte de ciment. Cette hypothèse a été mise en question dans le chapitre IV. Il est donc nécessaire de prendre en compte l'endommagement de l'interface granulats/liant dans la modélisation en vue d'améliorer les prédictions.

V.3 Conclusion

Le comportement thermique du béton de granulats de bois a été étudié dans ce chapitre. L'étude a été réalisée d'abord par une approche expérimentale et puis à l'aide de la modélisation théorique. La partie expérimentale a consisté principalement en la mesure de la conductivité thermique des formulations fabriquées à l'aide de la méthode du fil chaud, qui est une méthode de mesure en régime transitoire. Les résultats de ces mesures ont montré que la conductivité thermique du béton de granulats de bois ne varie pas de manière significative lorsqu'il est conservé dans des conditions endogènes. Lorsque le béton de granulats de bois est exposé aux conditions de dessiccation, cette étude a montré que sa conductivité thermique évolue linéairement avec sa masse et donc sa densité.

Par ailleurs, la conductivité thermique et la capacité thermique massique sont sensibles aux variations de l'humidité relative du milieu environnant. Les résultats de cette étude ont montré que ces deux grandeurs augmentent de 25 % lorsque l'humidité relative passe de 25 % environ à 80 % environ.

Pour la formulation F4 ($C/B = 2,75$), les conductivités thermiques mesurées paraissent légèrement élevées. La laitance sur les surfaces des éprouvettes testées et/ou la légère augmentation de la densité de cette formulation à la suite de la fuite d'eau (juste après le moulage) pourraient expliquer les résultats pour cette formulation.

Dans la partie théorique, un modèle d'homogénéisation basé sur le schéma autocohérent a été développé. La pertinence de ce modèle a été confirmée pour le béton de granulats de bois conservé en conditions endogènes. Pour une cure en conditions de dessiccation, une homogénéisation en deux étapes a été proposée. La validité de cette homogénéisation a été discutée en testant plusieurs scénarios de séchage du béton de granulats de bois. Cette discussion a permis d'éliminer le scénario selon lequel seuls les granulats de bois perdent de l'eau au cours du séchage. Les deux autres scénarios (séchage de la pâte de ciment seule ou séchage des deux phases simultanément) conduisent à des estimations correctes. Le séchage de la pâte de ciment est favorable pour les trois formulations F1 ($C/B = 1,25$), F2 ($C/B = 1,75$) et F3 ($C/B = 2,25$), mais il n'est cependant pas réaliste selon les observations du chapitre IV. Il est donc nécessaire d'améliorer le modèle

avec séchage des deux phases en utilisant, par exemple, une répartition réaliste de l'eau évaporée entre les phases.

Conclusions et perspectives

Le travail de thèse rapporté ici s'inscrit dans les thématiques de recherche visant à améliorer les connaissances sur les propriétés d'usage des bétons végétaux. Le matériau étudié est le béton de granulats de bois. L'objectif est d'évaluer et analyser son comportement sous des sollicitations mécaniques, thermiques et environnementales, et de lier ce comportement à la microstructure du matériau en question. Deux approches expérimentale et théorique ont été utilisées dans le cadre de ce travail.

Le comportement mécanique a été étudié expérimentalement grâce à la technique d'imagerie. Cette technique, originale pour ce type de matériaux, permet d'accéder au champ de déformations à la surface de l'éprouvette testée. Les erreurs induites par la corrélation d'images numériques ont été évaluées montrant ainsi que la précision de mesure est suffisante pour les essais envisagés (voir chapitre [III](#)). De plus, l'application de cette technique pour mesurer les modules de Young de la pâte de ciment et du bois de l'épicéa a fourni des résultats cohérents avec les données de la littérature (voir chapitre [III](#)). La technique d'imagerie a également été utilisée pour étudier les variations dimensionnelles, à l'échelle microscopique, du béton de granulats de bois induites par des variations de l'humidité relative du milieu environnant (voir chapitre [IV](#)).

Les variations dimensionnelles macroscopiques induites par le séchage du béton de granulats de bois ont été évaluées expérimentalement en mesurant les dimensions des éprouvettes à l'aide d'un comparateur. Quant aux propriétés thermiques (conductivité et capacité thermiques), elles ont été mesurées à l'aide de la technique du fil chaud.

Les résultats expérimentaux ont montré l'importance de la teneur en liant. En effet, cette teneur en liant conditionne la limite d'élasticité du comportement du béton de granulats de bois en compression, ainsi que la nature de son comportement après la rupture. Par ailleurs, les propriétés mécaniques (résistance en compression et module de Young) et thermiques (conductivité thermique) dépendent de cette teneur en liant. Plus cette teneur en liant est élevée, meilleures sont les propriétés mécaniques (voir chapitre [III](#)), mais moins performant thermiquement est le béton de granulats de bois (voir chapitre [V](#)). Toutefois, les déformations de retrait de séchage ne semblent pas être influencées par la

quantité de liant dans notre étude (voir chapitre IV). L'origine de cette différence pourrait être le fait que le ciment contribue de façon majeure aux variations volumiques induites par une variation des conditions environnementales, conduisant donc à la ressemblance de ces variations volumiques pour les différentes teneurs en ciment.

L'étude expérimentale a également mis en évidence le caractère isotrope de quelques propriétés de béton de granulats de bois. Les résistances en compression mesurées dans les trois directions des éprouvettes testées ne sont pas très éloignées les unes des autres (voir chapitre III). De même, les déformations de retrait de séchage dans les directions principales sont similaires (voir chapitre IV). L'explication de ce caractère isotrope du béton, malgré l'anisotropie des granulats de bois, peut être l'orientation aléatoire de ces granulats en l'absence de compactage. Cependant, une étude plus poussée reste nécessaire pour confirmer ce comportement pour ces deux propriétés, ainsi que pour examiner le cas des autres propriétés (module de Young et conductivité thermique).

L'effet des conditions de conservation (et donc de la teneur en eau) sur le béton de granulats de bois a aussi été exploré expérimentalement. Les résultats montrent que les propriétés mécaniques et les déformations de retrait augmentent (voir chapitres III et IV) lorsque l'on augmente la durée de séchage du matériau, tandis que les propriétés thermiques diminuent (voir chapitre V). En conditions endogènes, les conductivités thermiques n'évoluent pas de manière significative avec le temps (voir chapitre V), alors que les résistances en compression augmentent jusqu'à l'âge de 28 jours (voir chapitre III). L'effet de l'hydratation sur ces deux propriétés pourrait donc être différent, expliquant la différence de leurs évolutions dans des conditions endogènes.

Le dernier résultat expérimental, mais qui n'est pas le moins important, concerne l'analyse des déformations dimensionnelles induites par les variations d'humidité relative à l'échelle microscopique. Cette analyse a conduit à deux conclusions : (1) la contribution importante de la pâte de ciment dans les déformations globales, et (2) la fissuration au niveau de certaines interfaces granulats/liant et à l'intérieur de certains granulats.

En perspective pour la partie expérimentale, dans un premier temps, il conviendrait de confirmer certaines tendances observées dans le cadre de ce travail. Le caractère isotrope des propriétés du béton de granulats de bois est le premier point à mieux appréhender. Il est donc nécessaire de généraliser ce résultat pour les modules de Young et les conductivités thermiques. Les résultats de l'analyse des déformations induites par les variations de l'humidité relative à l'échelle microscopique ont été fondés sur l'étude d'une seule formulation. L'exploration du cas des trois autres formulations permettrait de confirmer ces résultats, mais aussi de vérifier si l'indépendance des déformations de retrait vis-à-vis de la teneur en liant, observée à l'échelle macroscopique, est retrouvée.

Dans un deuxième temps, il est nécessaire d'examiner l'effet de certains paramètres sur

le comportement global du béton de granulats de bois. Le premier paramètre est la taille des granulats de bois. Ce paramètre pourrait, en effet, influencer d'une part la quantité d'eau nécessaire pour garantir les propriétés requises, et d'autre part la compacité des granulats. La géométrie et l'élancement des éprouvettes, en particulier pour les essais mécaniques sont aussi des paramètres à prendre en compte pour vérifier si la notion du volume élémentaire représentatif est respectée. Enfin, il n'est pas inutile de vérifier que les déformations mesurées sur la surface de l'échantillon à l'aide de la corrélation d'images représentent bien les déformations à son cœur, notamment dans le cas des variations dimensionnelles. L'utilisation de la microtomographie pourrait apporter des réponses à cette question.

Du point de vue théorique, le schéma d'homogénéisation autocohérente a été utilisé pour modéliser les propriétés thermiques et mécaniques du béton de granulats de bois. Le motif élémentaire utilisé est composé de deux types d'inclusion : une inclusion sphérique bicomposite représentant le granulat de bois entouré par de la pâte de ciment, et une inclusion sphérique simple représentant la porosité intergranulaire. Les modèles développés ont été calibrés sur les mesures expérimentales. Les modules de Young et les conductivités thermiques des phases constituantes (granulats de bois et pâte de ciment) issues de ces calibrations sont réalistes. De plus, ces modèles captent les résultats expérimentaux de façon très satisfaisante indépendamment de la teneur en ciment dans le béton. Par conséquent, le motif élémentaire et la méthode d'homogénéisation choisis sont adaptés à la microstructure du béton de granulats de bois étudié dans le cadre de cette thèse.

Pour les variations dimensionnelles, la modélisation est basée sur une combinaison du phénomène de transfert d'eau entre les granulats de bois et la pâte de ciment, et le phénomène de retrait (respectivement de gonflement) de ces deux phases à la suite de leur séchage (respectivement humidification). Les déformations du béton ont été considérées égales à celles d'une sphère composite constituée de granulat de bois entouré par de la pâte de ciment. Le modèle ainsi développé fournit des résultats cohérents avec les mesures expérimentales, sauf au jeune âge (les 10-12 premiers jours) où un écart entre le modèle et l'expérience a été constaté. Cet écart peut être expliqué par plusieurs facteurs : la non prise en compte du retrait endogène de la pâte de ciment dans le modèle, l'endommagement de l'interface granulat/liant, quelques hypothèses simplificatrices faites dans le modèle (notamment, modules de Young et degrés d'hydratation qui ne varient pas dans le temps). Le modèle montre que l'ordre de grandeur des déformations est identique pour toutes les formulations, avec une légère dépendance de la teneur en ciment.

Cependant, tous nos modèles reposent sur l'hypothèse de l'adhérence parfaite entre les granulats de bois et le liant. Les résultats expérimentaux obtenus à l'échelle microscopique, comme nous l'avons déjà signalé, ont montré que certaines interfaces granulats/liant sont

endommagées (voir chapitre [IV](#)). Il est donc nécessaire de prendre en compte ce résultat dans la modélisation. Ce point constitue une première perspective pour cette partie théorique.

La deuxième perspective est d'étendre le modèle mécanique développé au cas du comportement non linéaire. Cette extension permettrait de disposer d'un outil prédictif pour la résistance en compression du béton de granulats de bois.

Un troisième point important comme perspective pourrait être l'effet de la forme des inclusions prise en compte dans la modélisation. Avec les inclusions sphériques, le modèle développé pour les propriétés élastiques, par exemple, ne permet pas d'estimer les modules de Young d'un béton dont la porosité intergranulaire est supérieure à 50 %. Cette limite peut être dépassée en considérant des inclusions ellipsoïdales par exemple.

L'ensemble des travaux, expérimentaux ou théoriques, effectués dans le cadre de cette thèse pourront servir de base pour optimiser les propriétés d'usage des bétons de granulats de bois. Nous espérons ainsi avoir contribué à la compréhension du comportement de ces matériaux et à faire avancer la science.

Bibliographie

- [1] V. Nozahic. *Vers une nouvelle démarche de conception des bétons de végétaux lignocellulosiques basée sur la compréhension et l'amélioration de l'interface liant/végétal : application à des granulats de chenevotte et de tige de tournesol associés à un liant ponce/chaux*. PhD thesis, Université Blaise Pascal-Clermont-Ferrand II, 2012.
- [2] C. Meirhaeghe. *Étude de gisement accessible de fibres végétales à usage matériaux en France*. Technical report, Fibres Recherche Développement (FRD), 2011.
- [3] S. Elfordy, F. Lucas, and F. Tancret. Mechanical and thermal properties of lime and hemp concrete ("hemcrete") manufactured by a projection process. *Construction and Building Materials*, 22 :2116–2123, 2008.
- [4] V. Cérézo. *Propriétés mécaniques, thermiques et acoustiques d'un matériau à base de particules végétales : approche expérimentale et modélisation théorique*. PhD thesis, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 2005.
- [5] P. Boustingorry. *Élaboration d'un matériau composite à matrice gypse et renfort bois fragmenté - Amélioration de la résistance au vissage de produits préfabriqués en gypse*. PhD thesis, École Nationale Supérieure des Mines de Saint-Etienne and Institut National Polytechnique de Grenoble, 2002.
- [6] T. H. Pham, J. Férec, V. Picandet, and P. Tronet. Etude expérimentale et numérique de la conductivité thermique d'un composite chaux-chanvre. In *XXXe Rencontres AUGC-IBPSA Chambéry, Savoie, 6 au 8 juin*, 2012.
- [7] P. Tronet, V. Picandet, T. Lecompte, and Ch. Baley. Béton de chanvre : Effet du dosage en granulat sur les propriétés thermique et mécanique. *Comptes-rendus des 17èmes Journées Nationales sur les Composites (JNC17)*, 2011.
- [8] A. Bouguerra, H. Sallée, F. De Barquin, R. M. Dheilly, and M. Quéneudec. Isothermal moisture properties of wood-cementitious composites. *Cement and Concrete Composites*, 29 :339–347, 1999.

- [9] M. Khazma, N. El Hajj, A. Goullieux, R. M. Dheilly, and M. Quéneudec. Influence of sucrose addition on the performance of a lignocellulosic composite with a cementitious matrix. *Composites Part A*, 39(12) :1901–1908, 2008. ISSN 1359-835X.
- [10] B. J. Mohr, H. Nanko, and K.E. Kurtis. Durability of kraft pulp fiber-cement composites to wet/dry cycling. *Cement and Concrete Composites*, 27(4) :435–448, April 2005. ISSN 09589465.
- [11] K. Ghavami. Bamboo as reinforcement in structural concrete elements. *Cement and Concrete Composites*, 27(6) :637–649, July 2005. ISSN 09589465.
- [12] H. C. Lima, F. L. Willrich, N. P. Barbosa, M. A. Rosa, and B. S. Cunha. Durability analysis of bamboo as concrete reinforcement. *Materials and Structures*, 41(5) : 981–989, September 2007. ISSN 1359-5997.
- [13] R. D. Toledo Filho, F. D. A. Silva, E. M. R. Fairbairn, and João De Almeida M. Filho. Durability of compression molded sisal fiber reinforced mortar laminates. *Construction and Building Materials*, 23(6) :2409–2420, June 2009. ISSN 09500618.
- [14] L. Allais, M. Bornert, T. Bretheau, and D. Caldemaison. Experimental characterization of the local strain field in a heterogeneous elastoplastic material. *Acta Metallurgica et Materialia*, 42(11) :3865 – 3880, 1994. ISSN 0956-7151.
- [15] T. Rougelot, F. Skoczylas, and N. Burlion. Water desorption and shrinkage in mortars and cement pastes : Experimental study and poromechanical model. *Cement and Concrete Research*, 39(1) :36–44, 2009. ISSN 0008-8846.
- [16] L. Loulou. *Durabilité de l’assemblage mixte bois-béton collé sous chargement hydrique*. PhD thesis, Université Paris Est, 2013.
- [17] E. Jayr. Nouvelles matières premières d’origine animale ou végétale pour la construction. Technical report, Centre Scientifique et Technique du Bâtiment (CSTB), 2010.
- [18] P. Monreal. *Étude de faisabilité de bétons lignocellulosiques à base de pulpes de betteraves : traitements physico-chimiques des granulats et évaluation de l’influence sur les performances mécaniques, hydriques et thermiques*. PhD thesis, Université de Picardie Jules Vernes, 2007.
- [19] B. Godin, F. Ghysel, R. Agneessens, T. Schmit, S. Gofflot, S. Lamaudière, G. Sinnæve, J. P. Goffrat, P. A. Gerin, D. Stilmant, and J. Delcarte. Détermination de la cellulose, des hémicelluloses, de la lignine et des cendres dans diverses cultures

- lignocellulosiques dédiées à la production de bioéthanol. *Biotechnol. Agron. Soc. Environ*, 14 :549–560, 2010.
- [20] Commissariat général au développement durable. *L’environnement en France*. Service de l’observation et des statistiques, Ministère de l’Écologie, de l’Énergie, du Développement Durable et de la Mer (MEEDDM), Paris, 2010.
- [21] *Les industries de carrières et matériaux de construction en 2010*. Union nationale des industries de carrières et matériaux de construction, 2010.
- [22] *Les chiffres clés du bâtiment Énergie - Environnement*. Agence de l’Environnement et de la Maîtrise de l’Énergie, 2011.
- [23] B. Dupré. Le végétal en construction - Bâtir durable avec des ressources de proximité. *Techniques de l’ingénieur - Environnement et construction*, base documentaire : TIB552DUO.(ref. article : c8104), 2014.
- [24] C. Conteville, L. and den Hartigh. Les écomatériaux en France - État des lieux et enjeux dans la rénovation thermique des logements. Technical report, Les Amis de la Terre France (ATF), 2009.
- [25] Techniques de l’ingénieur, editor. *Techniques du bâtiment : Connaître les matériaux de la construction*, volume base documentaire : 43804210. Editions T.I., 2014.
- [26] R. Toledo Filho, K. Ghavami, M. Sanjuan, and G. England. Free, restrained and drying shrinkage of cement mortar composites reinforced with vegetable fibres. *Cement and Concrete Composites*, 27(5) :537–546, May 2005. ISSN 09589465.
- [27] F. Pacheco-Torgal and S. Jalali. Cementitious building materials reinforced with vegetable fibres : A review. *Construction and Building Materials*, 25(2) :575–581, February 2011. ISSN 09500618.
- [28] S. Amziane and L. Arnaud. *Les bétons de granulats d’origine végétale : Application au béton de chanvre*. Lavoisier, 2013.
- [29] S. K. Al-Oraimi and A. C. Seibi. Mechanical characterisation and impact behaviour of concrete reinforced with natural fibres. *Composite Structures*, 32(1-4) :165–171, January 1995. ISSN 02638223.
- [30] G. Ramakrishna and T. Sundararajan. Studies on the durability of natural fibres and the effect of corroded fibres on the strength of mortar. *Cement and Concrete Composites*, 27(5) :575–582, May 2005. ISSN 09589465.

- [31] Z. Li, X. Wang, and L. Wang. Properties of hemp fibre reinforced concrete composites. *Composites Part A : Applied Science and Manufacturing*, 37(3) :497–505, March 2006. ISSN 1359835X.
- [32] P. Monreal, R. M. Dheilly, and M. Quéneudec. Effects of aggregate coating on the hygral properties of lignocellulosic composites. *Cement and Concrete Composites*, 33(2) :301–308, 2011. ISSN 0958-9465.
- [33] L. B. Mboumba-Mamboundou, R. M. Dheilly, and M. Quéneudec. Valorization of beet pulps issued from sugar extraction in cementitious matrices. effect of original pulp state. *Chemistry and Materials Research*, 4 :1–5, 2013.
- [34] E. Aamr-Daya, T. Langlet, A. Benazzouk, and M. Quéneudec. Feasibility study of lightweight cement composite containing flax by-product particles : Physico-mechanical properties. *Cement and Concrete Composites*, 30(10) :957–963, November 2008. ISSN 09589465.
- [35] M. Khazma, A. Goullieux, R. M. Dheilly, B. Laidoudi, and M. Quéneudec. Impact of aggregate coating with a PEC elastomer on properties of lightweight flax shive concrete. *Industrial Crops & Products*, 33(1) :49–56, 2011. ISSN 0926-6690.
- [36] M. Khazma, A. Goullieux, R. M. Dheilly, and M. Quéneudec. Coating of a lignocellulosic aggregate with pectin/polyethylenimin mixtures : Effects on flax shive and cement-shive composite properties. *Cement and Concrete Composites*, 34(2) : 223–230, 2012. ISSN 0958-9465.
- [37] M. Khazma, A. Goullieux, R. M. Dheilly, A. Rougier, and M. Quéneudec. Optimization of flax shive-cementitious composites : Impact of different aggregate treatments using linseed oil. *Industrial Crops and Products*, 61 :442–452, 2014.
- [38] H. Acikel. The use of miscanthus (*Giganteus*) as a plant fiber in concrete production. *Scientific Research and Essays*, 6(13) :2660–2667, 2011.
- [39] T. Le Ngoc Huyen, M. Quéneudec T’kint, C. Remond, B. Chabbert, and R. M. Dheilly. Saccharification of *Miscanthus x giganteus*, incorporation of lignocellulosic by-product in cementitious matrix. *Comptes rendus biologies*, 334(11) :837.e1–837.e11, November 2011. ISSN 1768-3238.
- [40] D. Robinet. Les utilisations du miscanthus. Technical report, Association ValBiom, Louvain-la-Neuve, 2009.

- [41] M. Merzoud and M. F. Habita. Elaboration de composite cimentaire à base de diss "Ampelodesma Mauritanica". *Afrique SCIENCE*, 04(2) :231 – 245, 2008.
- [42] S. Fertikh, M. Merzoud, F. M. Habita, and A. Benazzouk. Comportement mécanique et hydrique des composites à matrice cimentaire et argileuse à base de diss "Ampelodesma mauritanica ". In *XXIXe Rencontres Universitaires de Génie Civil. Tlemcen,*, pages 188–196, 2011.
- [43] A. Sellami, M. Merzoud, and S. Amziane. Improvement of mechanical properties of green concrete by treatment of the vegetals fibers. *Construction and Building Materials*, 47 :1117–1124, October 2013. ISSN 09500618.
- [44] E. Mougel. *Mise au point d'un composite ciment-bois dont les variations dimensionnelles vis-à-vis des variations d'humidité sont contrôlées*. PhD thesis, Université de Nancy I, 1992.
- [45] A. L. Beraldo. *Généralisation et optimisation de la fabrication d'un composite biomasse végétale-ciment à variations dimensionnelles limitées vis-à-vis des variations de l'humidité*. PhD thesis, Université de Nancy I, 1994.
- [46] A. Ledhem. *Contribution à l'étude d'un béton de bois : Mise en point d'un procédé de minimisation des variations dimensionnelles d'un composite Argile-Ciment-Bois*. PhD thesis, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 1997.
- [47] A. Bouguerra. *Contribution à l'étude d'un procédé de valorisation de déchets argileux : Comportement hygrothermique des matériaux élaborés*. PhD thesis, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 1997.
- [48] K. Al Rim. Influence of the proportion of wood on the thermal and mechanical performances of clay-cement-wood composites. *Cement and Concrete Composites*, 21(4) :269–276, August 1999. ISSN 09589465.
- [49] M. L. Benmalek, H. Houari, A. Bali, and M. Quéneudec. Comportement d'un composite fine minerale - ciment - bois élaboré à l'aide de dechets industriels solides. *Sciences & Technologie*, 13 :65–72, 2000.
- [50] A. Govin. *Aspects physico-chimiques de l'interaction bois-ciment : Modification de l'hydratation du ciment par le bois*. PhD thesis, École Nationale Supérieure des Mines de Saint-Etienne, 2004.
- [51] P. Coatanlem, R. Jauberthie, and F. Rendell. Lightweight wood chipping concrete durability. *Construction and Building Materials*, 20 :776–781, 2006.

- [52] M. Bederina, M. Gotteicha, B. Belhadj, R. M. Dheily, M. M. Khenfer, and M. Quéneudec. Drying shrinkage studies of wood sand concrete - Effect of different wood treatments. *Construction and Building Materials*, 36 :1066–1075, 2012. ISSN 0950-0618.
- [53] Douglas C. Stahl, G. Skoraczewski, Ph. Arena, and B. Stempski. Lightweight concrete masonry with recycled wood aggregate. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 14(April) :116–121, 2002.
- [54] F. Collet, M. Bart, L. Serres, and J. Miriel. Porous structure and water vapour sorption of hemp-based materials. *Construction and building materials*, 22 :1271–1280, 2008.
- [55] D. Samri. *Analyse physique et caractérisation hygrothermique des matériaux de construction : approche expérimentale et modélisation numérique*. PhD thesis, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 2008.
- [56] T. T. Nguyen and V. Picandet. Influence of compactness and hemp hurd characteristics on the mechanical properties of lime and hemp concrete. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 13(9) :1039–1050, 2009.
- [57] P. De bruijn. Hemp Concretes : Mechanical Properties using both Shives and Fibres. Master’s thesis, Swedish University of Agricultural Sciences, 2008.
- [58] T. T. Nguyen. *Contribution à l’étude de la formulation et du procédé de fabrication d’éléments de construction en béton de chanvre*. PhD thesis, Université de Bretagne-Sud, 2010.
- [59] L. Arnaud and E. Gourlay. Experimental study of parameters influencing mechanical properties of hemp concretes. *Construction and Building Materials*, 28(1) : 50–56, 2012. ISSN 0950-0618.
- [60] R. Walker, S. Pavia, and R. Mitchell. Mechanical properties and durability of hemp-lime concretes. *Construction and Building Materials*, 61(0) :340 – 348, 2014. ISSN 0950-0618.
- [61] Association construire en chanvre. *Construire en chanvre : règles professionnelles d’exécution*. Paris : SEBTP, 2008.
- [62] C. Magniont. *Contribution à la formulation et à la caractérisation d’un écomatériau de construction à base d’agroressources*. PhD thesis, Université de Toulouse, 2010.

- [63] V. Nozahic and S. Amziane. Influence of sunflower aggregates surface treatments on physical properties and adhesion with a mineral binder. *Composites Part A : Applied Science and Manufacturing*, 43(11) :1837–1849, November 2012. ISSN 1359835X.
- [64] V. Nozahic, S. Amziane, G. Torrent, K. Saïdi, and H. De Baynast. Design of green concrete made of plant-derived aggregates and a pumice - lime binder. *Cement and Concrete Composites*, 34(2) :231–241, 2012. ISSN 0958-9465.
- [65] V. Vandenbossche Marechal. *Fractionnement des tiges et capitules de tournesol. Hydrodistillation d'une huile essentielle odorante, extraction et modification chimique de pectines et mise en forme d'agromatériaux biodégradables*. PhD thesis, 1998.
- [66] N. El Hajj, B. Mboumba-mamboundou, R. M. Dheilily, Z. Aboura, M. Benzeggagh, and M. Quéneudec. Development of thermal insulating and sound absorbing agro-sourced materials from auto linked flax-tows. *Industrial Crops & Products*, 34(1) : 921–928, 2011. ISSN 0926-6690.
- [67] N. El Hajj, R. M. Dheilily, Z. Aboura, M. L. Benmalek, and M. Quéneudec. composites 100 % végétaux : Effet de la granulométrie des étoupes de lin et de l'ajout des bios liants. In *16èmes Journées Nationales sur les Composites, Toulouse 10, 11 et 12 Juin*, 2009.
- [68] F. C. Jorge, C. Pereira, and J. M. F. Ferreira. Wood-cement composites : a review. *Holz als Roh- und Werkstoff*, 62(5) :370–377, July 2004. ISSN 0018-3768.
- [69] A. M. Cheumani Y. and M. Ndikontar. Probing of wood-cement interactions during hydration of wood-cement composites by proton low-field NMR relaxometry. *Journal of materials Science*, 46(5) :1167–1175, September 2011. ISSN 0022-2461.
- [70] M. Bederina, B. Laidoudi, A. Goullieux, M. Khenfer, A. Bali, and M. Quéneudec. Effect of the treatment of wood shavings on the physico-mechanical characteristics of wood sand concretes. *Construction and Building Materials*, 23(3) :1311–1315, March 2009. ISSN 09500618.
- [71] S. Tamba, L. M. Voumbo, A. Wereme, S. Gaye, and G. Sissoko. Durabilité des bétons légers à base de copeaux de bois. *Journal des sciences*, 7 :67 – 72, 2007.
- [72] A. D. Tran Le. *Étude des transferts hygrothermiques dans le béton de chanvre et leur application au bâtiment*. PhD thesis, Université de Reims Champagne-Ardenne, 2010.

- [73] A. D. Tran Le, C. Maalouf, T. H. Mai, E. Wurtz, and F. Collet. Transient hygro-thermal behaviour of a hemp concrete building envelope. *Energy and buildings*, 42 (10) :1797–1806, 2010. ISSN 0378-7788.
- [74] K. Al Rim. *Étude de l'influence de différents facteurs d'allègement des matériaux argileux : le béton argileux léger. Généralisation à d'autres fines de roches et application à la conception d'éléments de construction préfabriqués*. PhD thesis, Université de Rennes I, 1995.
- [75] L. B. Mboumba-Mamboundou. *Analyse des facteurs de risques liés à l'incorporation des pulpes de betterave dans des matrices cimentaires*. PhD thesis, Université de Picardie Jules Verne, 2005.
- [76] M. Bederina, L. Marmoret, K. Mezreb, M. Khenfer, A. Bali, and M. Quéneudec. Effect of the addition of wood shavings on thermal conductivity of sand concretes : Experimental study and modelling. *Construction and Building Materials*, 21(3) : 662–668, March 2007. ISSN 09500618.
- [77] P. B. de Bruijn, K. H. Jeppsson, K. Sandin, and Ch. Nilsson. Mechanical properties of lime - hemp concrete containing shives and fibres. *Biosystems Engineering*, 103 : 474–479, 2009.
- [78] A. Bouguerra, A. Ledhem, F. de Barquin, R. M. Dheilly, and M. Quéneudec. Effect of microstructure on the mechanical and thermal properties of lightweight concrete prepared from clay, cement, and wood aggregates. *Cement and Concrete Research*, 28(8) :1179–1190, August 1998. ISSN 00088846.
- [79] A. Ledhem, M. L. Dheilly, R. M. and Benmalek, and M. Quéneudec. Properties of wood-based composites formulated with aggregate industry waste. *Construction and Building Materials*, 14(6-7) :341–350, 2000.
- [80] H. Savastano Jr., P. Warden, and R. Coutts. Microstructure and mechanical properties of waste fibre-cement composites. *Cement and Concrete Composites*, 27(5) : 583–592, May 2005. ISSN 09589465.
- [81] Y. Hustache and L. Arnaud. Synthèse des connaissances sur les bétons et mortiers de chanvre. *Construire en Chanvre*, 2008.
- [82] P. Mounanga, P. Poullain, G. Bastian, and P. Glouannec. Effets de la formulation et du procédé de fabrication sur le comportement mécanique de différents bétons de chanvre. *Proceedings 19ème Congrès Français de Mécanique, Marseille, France*, 2009.

- [83] A. M. Cheumani Yona. *Étude de la microstructure des composites bois/ciment par relaxométrie RMN du proton*. PhD thesis, Université Bordeaux 1 and Université de Yaoundé I, 2009.
- [84] P. Monreal, L. B. Mboumba-mamboundou, R. M. Dheilly, and M. Quéneudec. Évaluation de l'efficacité des traitements physicochimiques sur les performances mécaniques des bétons lignocellulosiques confectionnés à partir de pulpes de betterave. In *Annales du Bâtiment et des Travaux Publics*, pages 6–10, 2009.
- [85] A. Evrard. *Transient hygrothermal behaviour of lime-hemp materials*. PhD thesis, Université Catholique de Louvain, 2008.
- [86] F. Collet, J. Chamoin, S. Pretot, and Ch. Lanos. Comparison of the hygric behaviour of three hemp concretes. *Energy and Buildings*, 62 :294–303, July 2013. ISSN 03787788.
- [87] P. Pimienta, J. Chandellier, M. Rubaud, F. Dutruel, and H. Nicole. Étude de faisabilité des procédés de construction à base de béton de bois. *Cahiers du CSTB*, 2703, Janvier-Février 1994.
- [88] H. E. Gram. *Durability of Natural Fibres in Concrete*. CBI forskning research. Swedish Cement and Concrete Research Inst., 1983.
- [89] R. D. Toledo Filho, K. Ghavami, G. L. England, and K. Scrivener. Development of vegetable fibre-mortar composites of improved durability. *Cement and Concrete Composites*, 25 :185–196, 2003.
- [90] J. Lamoulie. Identification des freins normatifs et réglementaires à la prescription des matériaux biosourcés dans la construction. Technical report, Forêt Cellulose Bois-construction Ameublement (FCBA), 2012.
- [91] E. Jayr and J. Hans. Obstacles au développement des matériaux et produits biosourcés pour la construction & plan d'actions pour les surmonter. Technical report, Centre Scientifique et Technique du Bâtiment (CSTB), 2011.
- [92] A. Lakehal. *Optimisation des bétons de bois pour la construction*. Master thesis, Université Paris Est, Laboratoire Navier, 2010.
- [93] M. Bornert, J. J. Orteu, and S. Roux. Corrélation d'images. In M. Grédiac and F. Hild, editors, *Mesures de champs et identification en mécanique des solides*. Lavoisier, 2011.

- [94] M. Bornert, F. Brémand, P. Doumalin, J.-C. Dupré, M. Fazzini, M. Grédiac, F. Hild, S. Mistou, J. Molimard, J.-J. Orteu, L. Robert, Y. Surrel, P. Vacher, and B. Watrisse. Assessment of Digital Image Correlation Measurement Errors : Methodology and Results. *Experimental Mechanics*, 49(3) :353–370, December 2009. ISSN 0014-4851.
- [95] P. Doumalin. *Microextensométrie locale par corrélation d’images numériques*. PhD thesis, École Polytechnique, 2000.
- [96] M. Bornert. *Morphologie microstructurale et comportement mécanique : caractérisations expérimentales, approches par bornes et estimations autocohérentes généralisées*. PhD thesis, École Nationale des Ponts et Chaussées, 1996.
- [97] A. Zaoui. *Matériaux hétérogènes et composites*. Cours de l’École Polytechnique, 1998.
- [98] D. P. Do. *Application des approches d’homogénéisation à l’étude des propriétés thermo-hydro-mécaniques des roches. Application aux argilites*. PhD thesis, Institut National Polytechnique de Lorraine, 2008.
- [99] J. D. Eshelby. The determination of the elastic field of an ellipsoidal inclusion, and related problems. *Proceedings of the Royal Society of London. Series A. Mathematical and Physical Sciences*, 241(1226) :376–396, 1957.
- [100] R. Hill. A self-consistent mechanics of composite materials. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 13(4) :213 – 222, 1965. ISSN 0022-5096.
- [101] R. M. Christensen and K. H. Lo. Solutions for effective shear properties in three phase sphere and cylinder models. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 27(4) :315 – 330, 1979. ISSN 0022-5096.
- [102] E. Hervé and A. Zaoui. n-layered inclusion-based micromechanical modelling. *International Journal of Engineering Science*, 31(1) :1 – 10, 1993. ISSN 0020-7225.
- [103] Z. Hashin and S. Shtrikman. A variational approach to the theory of the elastic behaviour of multiphase materials. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 11(2) :127 – 140, 1963. ISSN 0022-5096.
- [104] F. A. Grondin. *Modélisation multi-échelles du comportement thermo-hydro-mécanique des matériaux hétérogènes : Applications aux matériaux cimentaires sous sollicitations sévères*. PhD thesis, Université Pierre et Marie Curie, 2005.

- [105] L. Dormieux, D. Kondo, and F. J. Ulm. *Microporomechanics*. John Wiley & Sons, 2006.
- [106] R. McLaughlin. A study of the differential scheme for composite materials. *International Journal of Engineering Science*, 15(4) :237 – 244, 1977. ISSN 0020-7225.
- [107] T. Mori and K. Tanaka. Average stress in matrix and average elastic energy of materials with misfitting inclusions. *Acta Metallurgica*, 21(5) :571 – 574, 1973. ISSN 0001-6160.
- [108] F. Amiot, M. Bornert, P. Doumalin, J. C. Dupré, M. Fazzini, J. J. Orteu, C. Poilâne, L. Robert, R. Rotinat, E. Toussaint, B. Wattrisse, and J. S. Wienin. Assessment of digital image correlation measurement accuracy in the ultimate error regime : Main results of a collaborative benchmark. *Strain*, 49(6) :483–496, 2013. ISSN 1475-1305.
- [109] J. Dautriat. *Comportement hydromécanique de roches réservoir sous contraintes : Relations entre évolution de perméabilité et échelles des mécanismes d'endommagement*. PhD thesis, École Polytechnique, 2009.
- [110] J. Dautriat, M. Bornert, N. Gland, A. Dimanov, and J. Raphanel. Localized deformation induced by heterogeneities in porous carbonate analysed by multi-scale digital image correlation. *Tectonophysics*, 503(1-2) :100–116, April 2011. ISSN 00401951.
- [111] D. Yang, M. Bornert, H. Gharbi, P. Valli, and L. L. Wang. Optimized optical setup for DIC in rock mechanics. *EPJ Web of Conferences*, 6 :22019, June 2010. ISSN 2100-014X.
- [112] B. Carrier. *Effet de l'eau sur les propriétés mécaniques à court et long termes des argiles gonfantes : expériences sur flms autoporteurs et simulations moléculaires*. PhD thesis, Université Paris Est, 2013.
- [113] J. Sanahuja, L. Dormieux, and G. Chanvillard. Modelling elasticity of a hydrating cement paste. *Cement and Concrete Research*, 37(10) :1427–1439, October 2007. ISSN 00088846.
- [114] R. Le Roy. *Déformations instantannées et différées des bétons à hautes performances*. PhD thesis, École Nationale des Ponts et Chaussées, 1995.
- [115] C. C. Gerhards. Effect of moisture content and temperature on the mechanical properties of wood : an analysis of immediate effects. *Wood and Fiber Science*, 14 (1) :4–36, 1982.

- [116] P. Navi and F. Heger. *Comportement thermo-hydrromécanique du bois*. Presses polytechniques et universitaires romandes, 2005.
- [117] *Wood handbook : wood as an engineering material*. General technical report FPL ; GTR-113. Madison, WI : U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory : xi, [463] pages, 1999.
- [118] Z. Hashin and P. J. M. Monteiro. An inverse method to determine the elastic properties of the interphase between the aggregate and the cement paste. *Cement and Concrete Research*, 32(8) :1291 – 1300, 2002. ISSN 0008-8846.
- [119] T. H. Pham, F. Julien, V. Picandet, and Ph. Pilvin. Étude expérimentale, théorique et numérique de l'élasticité de composites chaux-chanvre. *21ème Congrès Français de Mécanique, 26 au 30 août 2013, Bordeaux, France (FR)*, 2013.
- [120] S. C. Lin and T. Mura. Elastic fields of inclusions in anisotropic media (ii). *physica status solidi (a)*, 15(1) :281–285, 1973.
- [121] S. Mom. *Modèle d'homogénéisation itérative numérique pour des milieux non linéaires morphologiquement riches : Application aux comportements de bétons de chanvre*. PhD thesis, Université Pierre et Marie Curie, 2013.
- [122] A. Benhamida and H. Dumontet. Etude micromécanique du comportement de matériaux hétérogènes par approche itérative. *Acte du sixième Colloque National en Calcul des Structures, Hermès*, pages 523–530, 2003.
- [123] A. Brini. *Modélisation multi-échelles du comportement et du vieillissement des mousses syntactiques immergées*. PhD thesis, Université Pierre et Marie Curie, 2004.
- [124] R. Zouari, A. Benhamida, and H. Dumontet. A micromechanical iterative approach for the behavior of polydispersed composites. *International Journal of Solids and Structures*, 45(11) :3139–3152, 2008.
- [125] S. Smaoui, A. Ben Hamida, I. Djeran-Maigre, and H. Dumontet. Micro-macro approaches coupled to an iterative process for nonlinear porous media. *CMC-TECH SCIENCE PRESS-*, 4(3) :153, 2006.
- [126] A. E. H. Love. *A treatise on the mathematical theory of elasticity*. Dover, New York, 1944.
- [127] A. Govin, A. Peschard, and R. Guyonnet. Modification of cement hydration at early ages by natural and heated wood. *Cement and Concrete Composites*, 28(1) :12–20, January 2006. ISSN 09589465.

- [128] R. J. Flatt, G. W. Scherer, and J. W. Bullard. Why alite stops hydrating below 80% relative humidity. *Cement and Concrete Research*, 41(9) :987–992, September 2011. ISSN 00088846.
- [129] C. M. Neubauer, H. M. Jennings, and E. J. Garboczi. A three-phase model of the elastic and shrinkage properties of mortar. *Advanced Cement Based Materials*, 4(1) :6–20, 1996.
- [130] J. Sanahuja. *Impact de la morphologie structurale sur les performances mécaniques des matériaux de construction : application au plâtre et à la pâte de ciment*. PhD thesis, École des Ponts ParisTech, 2008.
- [131] ACI Committee 209. *Prediction of creep, shrinkage, and temperature effects in concrete structures (ACI 209R-92)*. American Concrete Institute, Detroit, 1992.
- [132] ACI Committee 209. Creep and shrinkage prediction model for analysis and design of concrete structures model B3. *Materials and Structures*, 28(6) :357–365, 1995. ISSN 1359-5997.
- [133] P. Faure, U. Peter, D. Lesueur, and Ph. Coussot. Water transfers within Hemp Lime Concrete followed by NMR. *Cement and Concrete Research*, 42(11) :1468–1474, 2012. ISSN 0008-8846.
- [134] V. Baroghel-Bouny, P. Mounanga, A. Khelidj, A. Loukili, and N. Rafai. Autogenous deformations of cement pastes : part ii. w/c effects, micro–macro correlations, and threshold values. *Cement and Concrete Research*, 36(1) :123–136, 2006.
- [135] O. Coussy. *Mechanics and physics of porous solids*. John Wiley & Sons, 2011.
- [136] C. Sheng. *Comportement hygrothermique de parois de bâtiment constituées de bétons végétaux*. Master thesis, École des Ponts ParisTech, Laboratoire Navier, 2014.
- [137] K. H. Kim, S. E. Jeon, J. K. Kim, and S. Yang. An experimental study on thermal conductivity of concrete. *Cement and Concrete Research*, 33(3) :363–371, March 2003. ISSN 00088846.
- [138] H. Uysal, R. Demirboğa, R. Şahin, and R. Gül. The effects of different cement dosages, slumps, and pumice aggregate ratios on the thermal conductivity and density of concrete. *Cement and Concrete Research*, 34(5) :845–848, May 2004. ISSN 00088846.

- [139] C. Boutin. Conductivité thermique du béton cellulaire autoclavé : modélisation par méthode autocohérente. *Materials and Structures*, 29(10) :609–615, 1996. ISSN 1359-5997.
- [140] Z. Hashin. Assessment of the self consistent scheme approximation : conductivity of particulate composites. *Journal of Composite Materials*, 2(3) :284–300, 1968.
- [141] F. Collet and S. Pretot. Thermal conductivity of hemp concretes : Variation with formulation, density and water content. *Construction and Building Materials*, 65 : 612–619, 2014.
- [142] JC Affdl and JL Kardos. The halpin-tsai equations : a review. *Polymer Engineering & Science*, 16(5) :344–352, 1976.
- [143] E. Hervé. Thermal and thermoelastic behaviour of multiply coated inclusion-reinforced composites. *International Journal of Solids and Structures*, 39(4) :1041–1058, February 2002. ISSN 00207683.
- [144] R. M. Christensen. *Mechanics of Composite Materials*. Wiley Interscience, 1979.
- [145] P. Niemz, W. Sonderegger, and W. Hering. Thermal conductivity of Norway spruce and European beech in the anatomical directions. *Annals of Warsaw University of Life Sciences–SGGW, Forestry and Wood Technology*, 72(72) :66–72, 2010.
- [146] B. M. Suleiman, J. Larfeldt, B. Leckner, and M. Gustavsson. Thermal conductivity and diffusivity of wood. *Wood Science and Technology*, 33(6) :465–473, December 1999. ISSN 0043-7719.
- [147] S. Torquato. *Random heterogeneous materials : microstructure and macroscopic properties*, volume 16. Springer, 2002.